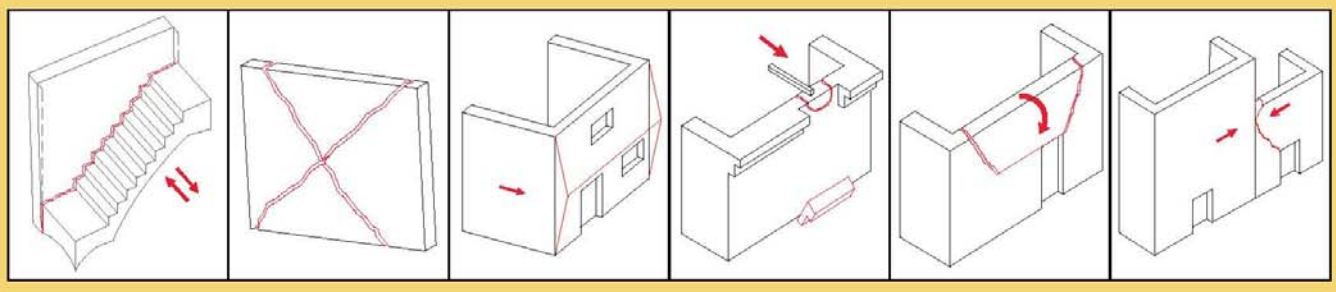
Región de Murcia



EVALUACIÓN RÁPIDA DE DAÑOS EN EMERGENCIAS

PROTOCOLOS DE ACTIVACIÓN Y ACTUACIÓN DEL GRUPO DE EVALUACIÓN DE DAÑOS



EVALUACIÓN RÁPIDA DE DAÑOS EN EMERGENCIAS

Protocolos de Activación y Actuación del Grupo de Evaluación de Daños

EVALUACIÓN RÁPIDA DE DAÑOS EN EMERGENCIAS

Protocolos de Activación y Actuación del Grupo de Evaluación de Daños

2015

1ª Edición, 2015

© **Comunidad Autónoma Región de Murcia**
Consejería de Presidencia y Empleo
Dirección General de Seguridad Ciudadana y Emergencias. Murcia
Murcia 2015

I.S.B.N.: 978-84-606-5634-0
Depósito Legal: MU 140-2015

Impresión: Compobell, S.L. Murcia

Diseño y Maquetación: Alfredo Frías Díaz de la Cruz y José Andrés Guzmán Asensio. (Dirección General de Seguridad Ciudadana y Emergencias de la Región de Murcia)

El copyright y otros derechos de propiedad intelectual de este documento pertenecen a la Consejería de Presidencia y Empleo de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia. Se autoriza a las organizaciones de intervención en emergencias a reproducirlo total o parcialmente para uso no comercial, siempre que se cite el nombre completo del documento, año e institución.

Impreso en España - *Printed in Spain*

COORDINADORES Y AUTORES

COORDINACIÓN:

Alfredo Frías Díaz de la Cruz y José Andrés Guzmán Asensio
Dirección General de Seguridad Ciudadana y Emergencias de la Región de Murcia.

AUTORES:

Iván Alhama Manteca
Dpto. de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Cartagena.

Juan Luis Ballesteros Galante
Arquitecto. Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia. COAMU

Rafael Blázquez Martínez
Dpto. de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Cartagena.

Alfredo Frías Díaz de la Cruz
Jefe de Sección de Planificación de Emergencias. Dirección General de Seguridad Ciudadana y Emergencias. Consejería de Presidencia y Empleo. CARM.

Juan Gómez Acosta
Dr. Arquitecto. Escuela Politécnica Superior. Miembro del grupo de investigación TECNOS. UCAM

José Andrés Guzmán Asensio
Arquitecto Técnico. Servicio de Protección civil. Dirección General de Seguridad Ciudadana y Emergencias. Consejería de Presidencia y Empleo. CARM.

Juan de Dios de la Hoz Martínez
Arquitecto. Delegado por el Obispado de Cartagena para las Emergencias y posterior restauración de los Templos de Lorca.

José Antonio Huesca Tortosa
Dpto. de Construcciones Arquitectónicas, Universidad de Alicante.

Eusebio J. Martínez Conesa
Dpto. de Arquitectura y Tecnología de la Edificación, Universidad Politécnica de Cartagena.

Mª Carmen Martínez Ríos
Arquitecta. Servicio de Patrimonio Histórico. Dirección General de Bienes Culturales. Consejería de Educación, Universidades y Cultura. CARM.

Pedro Martínez Pagán
Dpto. de Ingeniería Minera, Geológica y Cartográfica, Universidad Politécnica de Cartagena.

Enrique Mora Vieyra de Abreu
Ingeniero de Edificación. Master en Patología de Edificación. COAATIEMU.

Arturo E. Moreno Fernández
Arquitecto. Técnico Responsable. Dirección General de Arquitectura, Vivienda y Suelo. Consejería de Fomento, Obras Públicas y Ordenación del Territorio. CARM.

Manuel Navarro Bernal
Grupo de Investigación de Geofísica Aplicada, Universidad de Almería.

Carlos J. Parra Costa
Dpto. de Arquitectura y Tecnología de la Edificación, Universidad Politécnica de Cartagena.

Juan Roldán Ruiz
Dr. Arquitecto. Escuela Politécnica Superior. Miembro del grupo de investigación TECNOS. UCAM

Nuria Rosa Roca
Ingeniero de Edificación. COAATIEMU.

Pedro Sánchez Gálvez
Arquitecto Técnico. COAATIEMU

Yolanda Spairani Berrio
Arquitecta Técnica. Departamento de Construcciones Arquitectónicas. Universidad de Alicante.

Antonio Tomás Espín
Dpto. de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Cartagena.

Emilio Trigueros Tornero
Dpto. de Ingeniería Minera, Geológica y Cartográfica, Universidad Politécnica de Cartagena.

PRESENTACION

Desde 2006, la Región de Murcia cuenta con un **Plan Especial de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico (Plan SISMIMUR)**, "para asegurar la intervención eficaz y coordinada de los recursos y medios disponibles, a fin de minimizar los daños de los terremotos sobre las personas, sus bienes y el medio ambiente", como indica dicho Plan. No obstante, los seísmos ocurridos en Lorca la tarde del 11 de mayo de 2011 pusieron de manifiesto la necesidad de revisar algunos procedimientos y protocolos.



Tras una catástrofe el acceso de las personas a sus viviendas es fundamental y por ello determinar la habitabilidad de las mismas en el menor tiempo posible es imprescindible, por ello en la revisión del SISMIMUR se pondera de forma significativa la evaluación de daños creando un nuevo grupo de acción, dejando de estar, la evaluación, al amparo del grupo de investigación sísmica, nuevo grupo denominado "**Grupo de Evaluación de Daños".** De la experiencia adquirida y de la celeridad necesaria en caso de una catástrofe se ha estimado la necesidad de formar a especialistas, cuyo objetivo será la de evaluar los daños tanto en las viviendas como en el patrimonio histórico.

Por este motivo, la Dirección General de Seguridad Ciudadana y Emergencias conjuntamente con las Direcciones Generales de Vivienda y Suelo y Bienes Culturales programaron un Seminario, en el que han participado técnicos de las referidas direcciones generales junto con especialistas de las Universidades Politécnica de Cartagena (UPCT), Católica San Antonio (UCAM) y de Alicante, (UA) y de los Colegios Profesionales de Arquitectos, Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Aparejadores y Arquitectos Técnicos e Ingenieros de Edificación, también Bomberos del Consorcio de Extinción de Incendios y Salvamento de la Región de Murcia y del Servicio de Extinción de Incendios y Salvamento de los Ayuntamientos de Murcia y Cartagena, elaborando el temario del curso denominado **"EVALUACION DE DAÑOS EN EMERGENCIA Y PROTOCOLO DE ACTUACION**"

Esta publicación, que ahora tengo la satisfacción de presentar, contiene los conocimientos teóricos y prácticos a la hora de evaluar los daños y parte como manual de consulta para todos los profesionales.

Algunas catástrofes, como los terremotos, son impredecibles e inevitables. Nuestra responsabilidad es, pues, minimizar sus daños ofreciendo nuestro apoyo y conocimientos.

Luis Gestoso de Miguel
Director General de Seguridad Ciudadana y Emergencias

PROLOGO

Como todos conocéis el Plan Especial de Protección Civil ante Riesgo Sísmico en la Región de Murcia (SISMIMUR), fue homologado por la Comisión Nacional de Protección Civil el 1/07/2006 y aprobado por el Consejo de Gobierno de nuestra Comunidad Autónoma en su sesión del 20/10/2006 y, producto de su revisión, se crea el **"Grupo de Evaluación de Daños"**, motivado por la experiencia adquirida en el terremoto que acaeció en Lorca en 2011. La principal misión de este grupo es la de comprobar la habitabilidad de las viviendas, para ello, se forman y especializan técnicos expertos en evaluación de daños, que conformarán los Equipos de Evaluación. Los integrantes de estos equipos (técnicos de la administración regional y local, así como, técnicos de los colegios profesionales de arquitectos, arquitectos técnicos e ingenieros de caminos canales y puertos) han de tener una formación específica a la hora de su intervención en una emergencia, por ello deberán formarse en evaluación de daños, ser conocedores del Plan SISMIMUR, y de los protocolos de activación y actuación de su grupo de acción, se persigue el dar una respuesta rápida y homogénea a la hora de su participación.

Este libro desarrolla de forma capitular las enseñanzas, cálculos, protocolos y recordatorios que concurren en la formación técnica para la evaluación de daños tras una catástrofe y han sido desarrollados por ponentes doctos en cada uno de los temas, exponiéndolos de forma amena, clara y concisa, para que sea un referente en la evaluación y catalogación de los daños, así como guía de consulta y recordatorio.

Coordinador, Supervisor, Evaluador son nuevos términos que a partir de ahora se tendrán en cuenta tras una catástrofe, los nuevos protocolos de activación y actuación para este grupo de evaluación de daños suponen un gran avance en el tratamiento, aplicación y gestión de recursos humanos técnicos ante cualquier calamidad pública que afecte al parque inmobiliario.

Las fichas de evaluación rápida de daños de estructuras porticadas y de estructuras murarias, han sido fruto de la experiencia adquirida y del estudio minucioso realizado, creando dos documentos sirvientes de modelos a seguir. La ficha de estructuras porticadas analiza y sintetiza de forma modélica una breve casuística sencilla y sucinta de daños en pilares y vigas. La ficha de estructuras murarias despierta gran interés debido a la extensa representación gráfica de daños, reflejados con su leyenda de lesiones de forma concisa, obteniendo un glosario de daños constructivos por sismo.

Por último dar las gracias a las universidades, colectivos y colegios profesionales, y a todos los ponentes por su gran implicación, exposición y análisis de los temas tratados en este libro.

Alfredo Frías Diaz de la Cruz
José Andrés Guzmán Asensio

Coordinadores.

ÍNDICE

CAPÍTULO I
TECNOLOGÍA DEL SUELO 23

1 INFLUENCIA DEL SUELO Y EFECTOS DE SITIO 24
1.1 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO 24
1.1.1 Introducción 24
1.1.2 Problemas de tipo vibratorio 25
1.1.3 Problemas de deformación permanente del terreno 30
1.1.4 Problemas de interacción suelo-estructura 33
1.2 ESTABILIDAD DE TALUDES 35
1.2.1 Estabilidad de taludes 35
1.2.1.1 Clasificación de inestabilidades en taludes 36
1.2.1.2 Inestabilidades de taludes excavados en rocas duras 44
1.2.1.3 Protocolo de intervención sobre taludes deslizados 49
1.3 MICROZONACIÓN SÍSMICA 51
1.3.1 Aspectos geológicos 53
1.3.2 Los métodos sísmicos 56
1.3.3 Las ondas sísmicas 56
1.3.4 Velocidad de las ondas sísmicas en los materiales 57
1.3.5 Fuentes generadoras de energía sísmica 58
1.3.6 Elementos de detección y registro de las ondas sísmicas 58
1.3.7 Aspectos relevantes de la microzonación sísmica 59
1.3.8 El método de masw 68
1.3.9 Caso práctico: microzonación sísmica del casco urbano de Lorca 68
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 73

CAPÍTULO II
TIPOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS Y SU COMPORTAMIENTO SISMO RESISTENTE ... 79

2 EDIFICACIONES CON ESTRUCTURA METÁLICA ... 81
2.1 INTRODUCCIÓN ... 82
2.2 CARACTERÍSTICAS DEL ACERO ... 83
2.3 CARACTERÍSTICAS DE LAS SECCIONES Y DE LAS PIEZAS ... 84
2.4 TRATAMIENTO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN LA NORMATIVA ... 85
2.5 PÓRTICOS TRASLACIONALES DE NUDOS RÍGIDOS ... 89
2.6 ENTRAMADOS CON NUDOS CONCÉNTRICOS ... 92
2.7 DISEÑO DE UNIONES ... 94
2.8 DAÑOS EN ESTRUCTURAS METÁLICAS ... 96
2.9 DAÑOS ESPECÍFICOS EN UNIONES ... 98
2.9.1 Introducción ... 98
2.9.2 Daños en vigas ... 100
2.9.3 Daños en placas metálicas de respaldo de columnas ... 101
2.9.4 Daños en soldadura, defectos y discontinuidades ... 101
2.9.5 Daños por cortante ... 102
2.9.6 Daños en nudo ... 102
2.10 TÉCNICAS DE REFUERZO EN ESTRUCTURAS METÁLICAS ... 103
2.11 MEJORA DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES ... 106
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS ... 108

3 EDIFICACIONES CON ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ... 109
3.1 COMPORTAMIENTO Y RESISTENCIA FRENTE AL SISMO ... 110
3.1.1 Modelos sísmicos en edificación ... 111
3.1.2 Parámetros dinámicos: el amortiguamiento (C) ... 114
3.1.3 Parámetros dinámicos: la rigidez (k) ... 115
3.1.4 Parámetros dinámicos: la masa (m) ... 116
3.1.5 Parámetros dinámicos: frecuencia de resonancia (Ω_r) ... 117
3.1.6 Comportamiento plástico: ductilidad ... 118
3.1.7 El espectro de respuesta ... 119
3.1.8 Valores límites de los espectros ... 121
3.2 DISEÑO SISMORRESISTENTE ... 122
3.2.1 Desacoplar suelo y estructura ... 122
3.2.2 Configuración simétrica de los edificios ... 123
3.2.3 Torsión espacial ... 124
3.2.4 Proporcionar redundancia estructural ... 124
3.2.5 Reducir cambios bruscos en rigidez y masas, tanto en planta como en altura ... 125
3.2.6 Evitar un fallo frágil ... 125

3.2.7 Diseño adecuado de nudos ... 126
3.2.8 Compatibilidad entre los diferentes sistemas estructurales ... 126
3.2.9 Separar adecuadamente los edificios adyacentes para evitar impactos 127
3.2.10 Inversión de momentos ... 128
3.2.11 Respeto a las prescripciones normativas ... 128
3.3 RESPUESTA Y PATOLOGÍA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ... 128
3.3.1 Introducción ... 128
3.3.2 Mecanismos de daño ... 129
3.3.3 Daños en pilares ... 132
3.3.4 Daños en vigas ... 137
3.3.5 Daños en nudos y pantallas de corte ... 142
3.4 REPARACIÓN POST-EMERGENCIA EN ELEMENTOS DAÑADOS POR EL SISMO 144
3.4.1 Introducción ... 144
3.4.2 Sistemas de refuerzo ... 146
3.4.3 Colocación de contrafuertes exteriores ... 149
3.4.4 Encamisado con elementos metálicos ... 149
3.4.5 Encamisado, recrecidos y zunchados de hormigón armado ... 150
3.4.6 Elementos metálicos o de frp adheridos ... 152
3.5 TALLER PRÁCTICO. ESTUDIO DE CASOS: COMPORTAMIENTO FRENTE AL SISMO EN EDIFICACIONES CON ESTRUCTURA DE HORMIGÓN Y ACERO ... 155
3.5.1 Introducción ... 155
3.5.2 Objetivo ... 155
3.5.3 Factores influyentes en el comportamiento frente al sismo de las estructuras de hormigón armado ... 156
3.5.4 Metodología ... 156
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS ... 169

4 EDIFICACIONES CON ESTRUCTURA MURARIA E HISTÓRICAS ... 171
4.1 COMPRENSIÓN DE LAS ESTRUCTURAS HISTÓRICAS ... 172
4.1.1 Escala, forma y tamaño ... 172
4.1.2 Resistencia frente a estabilidad ... 173
4.1.3 Equilibrio (hipótesis fundamentales ... 175
4.1.4 Estructuras según el material ... 177
4.2 DAÑOS EN FÁBRICAS HISTÓRICAS TRAS UN SISMO ... 197
4.2.1 Inventario de daños en elementos estructurales ... 198
4.2.1.1 Daños comunes presentes en elementos de fábrica ... 201
4.2.1.2 Daños en las estructuras murarias ... 205
4.2.1.3 Daños en arcos ... 212
4.2.1.4 Daños en bóvedas ... 216
4.2.1.5 Daños en escaleras ... 218
4.2.1.6 Daños en cúpulas ... 220

4.2.1.7 Daños en absides ... 221
4.2.1.8 Daños en torres ... 223
4.2.1.9 Daños en cubiertas ... 226
4.2.2 Representación gráfica de daños ... 229
4.3 DAÑOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL SISMO DE LORCA ... 232
4.3.1 Caracterización de las fábricas históricas en Lorca ... 233
4.3.2 Elementos estructurales verticales de fábrica ... 241
4.3.2.1 Muros de fábrica ... 241
4.3.2.1.1 Fábricas de mampostería ... 241
4.3.2.1.1.1 Fábricas históricas reestructuradas ... 252
4.3.2.1.2 Fábricas de sillería ... 254
4.3.2.1.2.1 Portadas ... 256
4.3.2.1.3 Fábricas de ladrillo ... 258
4.3.3 Elementos estructurales horizontales de fábrica ... 261
4.3.3.1 Arcos ... 261
4.3.3.1.1 Arcos de cantería ... 261
4.3.3.1.1.1 Claustros, patios y galerías porticadas 262
4.3.3.1.2 Arcos de ladrillo ... 264
4.3.3.1.2.1 Arcos fajones y perpiaños ... 264
4.3.3.2 Bóvedas ... 264
4.3.3.2.1 Bóvedas de ladrillo ... 264
4.3.3.2.1.1 Bóvedas de rosca ... 265
4.3.3.2.1.2 Bóvedas tabicadas ... 265
4.3.3.2.1.2.1 Bóvedas de crucería tabicadas ... 266
4.3.3.2.1.2.2 Bóvedas tabicadas de medio cañón ... 267
4.3.3.2.1.2.3 Bóvedas tabicadas de arista ... 269
4.3.3.2.2 Bóvedas de cantería ... 270
4.3.3.2.3 Bóvedas de mampostería ... 271
4.3.3.3 Cúpulas ... 271
4.3.3.3.1 Cúpulas tabicadas ... 271
4.3.3.3.1.1 Cúpulas tabicadas semiésfericas ... 271
4.3.3.3.1.2 Cúpulas tabicadas semiesférica rebajadas 272
4.3.3.3.1.3 Cúpulas tabicadas elípticas ... 273
4.3.3.3.2 Cúpulas de cantería ... 274
4.3.4 Elementos estructurales de madera ... 274
4.3.4.1 Forjados/alfarjes ... 274
4.3.4.2 Cubiertas de madera ... 276
4.3.4.3 Bóvedas encamonadas ... 277

4.3.5 Torres 277
4.3.5.1 Torres campanario 277
4.3.5.2 Torreones de casas palacio 281
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 282
BIBLIOGRAFIA 282
ARTICULOS EN PUBLICACIONES 283
ARTICULOS EN PUBLICACIONES ELECTRÓNICAS 283

CAPITULO III:
INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN DE DAÑOS EN SITUACIÓN DE EMERGENCIA DEBIDO AL SISMO EN EDIFICIOS 285

5 METODOLOGÍA GENERAL DE LA INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN DE DAÑOS 287
5.1 INTRODUCCIÓN 288
5.2 IDENTIFICACIÓN DE DAÑOS: ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES 288
5.3 ANÁLISIS DE LOS EFECTOS SOBRE LAS EDIFICACIONES Y SUS VULNERABILIDADES 293
5.4 INSPECCIONES Y EVALUACIONES EN FASE DE EMERGENCIA DENTRO DEL PROCEDIMIENTO DE ACTUACIÓN GLOBAL (PAG) 295

6 EVALUACIÓN DE DAÑOS EN FASE DE EMERGENCIA 297
6.1 PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN. EQUIPOS DE EVALUACIÓN DE DAÑOS (EED) 298
6.2 CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES TRAS LA EVALUACIÓN 299
6.3 FICHA DE EVALUACIÓN RÁPIDA PARA ESTRUCTURAS PORTICADAS 304
6.4 FICHA DE EVALUACIÓN RÁPIDA PARA ESTRUCTURAS MURARIAS 308
6.5 GUÍA DE EVALUACIÓN EDITADA POR LA CONSEJERÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y ORDENACIÓN DEL TERRITORIO 314
BIBLIOGRAFIA 314

ANEXO A:
EJEMPLO DE PROCEDIMIENTO DE ACTUACIÓN GLOBAL (PAG) APLICADO TRAS LOS TERREMOTOS DE MAYO DE 2011 EN LORCA 317
A.1 Referencias de interés sobre los terremotos de Lorca del 11 de mayo de 2011 318
A.2 Periodos de respuesta de la población y otros agentes 323
A.3 Tipificación del Procedimiento de Actuación Global (PAG) 325
A.4 Formatos tipo 334
Doc. 0.0 Ficha de evaluación de emergencia en Lorca 335
Doc. 1.0 Modelo de certificado de revisión del apuntalamiento 336
Doc. 2.0 Índice de memoria valorada de intervenciones urgentes 338
Doc. 2.1 Índice de informe para empresas de Seguros 339
Doc. 2.2 Modelo certificado final de obra de intervenciones urgentes 340

Doc. 3.0 Índice informe de evaluación pormenorizada NCSE 342
Doc. 4.0 Índice proyecto de intervención 344
Doc. 4.1 Libro de órdenes 347
Doc. 4.2 Certificado Final de Obra 348

7 PROTOCOLO DE ACTIVACIÓN Y ACTUACIÓN DEL GRUPO DE EVALUACIÓN DE DAÑOS 349
7.1 PROTOCOLO DE ACTIVACIÓN 350
7.1.1 Integrantes y Funciones 350
7.1.1.1 Jefe del Grupo 350
7.1.1.2 Coordinador 351
7.1.1.3 Supervisores 351
7.1.1.4 Evaluadores 352
7.1.1.5 Personal de Apoyo 353
7.1.1.6 Técnicos Voluntarios 353
7.1.2 Organigrama 353
7.1.3 Procedimiento Operativo Activación de Grupo 354
7.1.4 Esquema Operativo 355
7.2 PROTOCOLO DE ACTUACIÓN PARA LA EVALUACIÓN RÁPIDA DE DAÑOS EN EDIFICIOS 356
7.2.1 La evaluación post-sísmica: fases y objetivos 356
7.2.2 La evaluación rápida de daños en fase de emergencia 356
7.2.3 La inspección técnica: procedimiento 357
7.3 FICHAS DE EVALUACIÓN RÁPIDA: 363
7.3.1 Estructuras porticadas 363
7.3.1.1 Identificación de la edificación 365
7.3.1.2 Daños observados en la edificación 365
7.3.1.3 Recomendaciones y medidas de seguridad 367
7.3.2 Estructuras Murarias 369
7.3.2.1 Identificación de la edificación 373
7.3.2.2 Resultado final de la evaluación 373
7.3.2.3 Daños observados en la edificación 373
7.3.2.4 Recomendaciones y medidas de seguridad 378

8 APUNTALAMIENTOS Y APEOS DE EMERGENCIA EN EDIFICACIONES 381
8.1 CONSIDERACIONES PREVIAS. CONDICIONES DE SEGURIDAD 383
8.1.1 Criterios generales sobre las medidas de seguridad en edificios 383
8.1.2 Actuaciones de emergencia 383
8.1.3 Primeras medidas de seguridad apeos, apuntalamientos y cimbras 385
8.2 CLASIFICACIÓN DE LOS TIPOS DE APEOS Y APUNTALAMIENTOS 388
8.2.1 Por su forma de trabajo 389
8.2.1.1 Sistemas Pesados 389

8.2.1.2 Sistemas Ligeros 390
8.2.2 Por periodo de tiempo o vida útil 392
8.2.2.1 Apeos de urgencia 392
8.2.2.2 Apeos Complementarios 394
8.2.2.3 Apeos Supletorios 395
8.2.2.4 Apeos o Refuerzos de Recuperación 397
8.2.2.5 Apeos por demolición 397
8.2.2.6 Aspectos a tener en cuenta en su instalación 398
8.3 PUNTALES METALICOS 398
8.3.1 Puntales telescópicos tradicionales de acero 399
8.3.2 Clasificación de los puntales metálicos 401
8.3.3 Aspectos a considerar en los puntales metálicos 402
8.4 APEOS Y APUNTALAMIENTOS 403
8.4.1 Apeos para cimentaciones 404
8.4.2 Apeos de Pilares 406
8.4.3 Apeo de Muros 407
8.4.4 Apeos de Forjados 411
8.5 APEOS DE ARCOS Y BÓVEDAS 413
8.5.1 Comportamiento estructural de los Arcos y Bóvedas 413
8.5.2 Casuística de patología en los arcos y bóvedas 414
8.5.3 Apeos de arcos y bóvedas, aspectos a tener en cuenta 415
8.5.4 Apeos de Arcos y Bóvedas Mediante Cimbras 415
8.5.5 Solución mediante encimbrado y soporte de estructura de rosetas o cimbra metalica normalizada 417
8.6 APEOS DE SISTEMAS INDUSTRIALIZADOS 419
8.6.1 Sistema de Tubos Embridados 420
8.6.2 Sistema Soldier 425
8.6.3 Estabilizadores de Muros en Fachadas 427
8.7 ACTUACIONES DE EMERGENCIA 430
8.7.1 Actuaciones de emergencia mantenimiento sin previsión futura 430
8.7.2 Actuaciones para demolición de las edificaciones afectadas 431
8.7.3 Estabilización de fachadas y medianeras para vaciado o demolición parcial de edificio 432
8.8 APUNTALAMIENTOS DE FORJADOS. EMERGENCIA 438
8.8.1 Forjados Reticulares 439
8.8.2 Forjados Unidireccionales 440
8.8.3 Elección de Puntales 441
8.8.4 Cargas de Agotamiento 441
8.8.5 Ejemplos prácticos de apeos de forjados 442
BIBLIOGRAFÍA 444

9 APUNTALAMIENTOS Y APEOS DE EMERGENCIA EN BIENES CULTURALES 445
9.1 RECONOCIMIENTO VISUAL PREVIO TRAS EL SISMO 446
9.2 RECONOCIMIENTO DE LA ESTRUCTURA 450
9.3 PROPUESTAS PREVIAS DE INTERVENCIÓN 458
9.3.1 Demolición (con reconstrucción o sin ella) 458
9.3.2 Reparación 459
9.3.2.1 Apeos. Objetivos y tipos 460
9.3.2.2 Apeos pesados, ligeros, atirantados y estabilización de fachadas 463
9.3.2.3 Apeos dependiendo del material utilizado – madera, acero, albañilería, mixtos 468
9.4 INFORME 480
9.5 INTERVENCIÓN SOBRE FÁBRICAS HISTÓRICAS TRAS UN TERREMOTO. EJEMPLOS EN LA CIUDAD DE LORCA 483
9.5.1 Arcos de fábrica 485
9.5.2 Bóvedas 487
9.5.3 Cúpulas 491
9.5.4 Muros / Pilares 496
9.5.5 Contrafuertes / Arbotantes 500
9.5.6 Forjados / Alfarjes 503
9.5.7 Cubiertas de madera 505
9.6 SUPERVISIÓN ARQUEOLÓGICA DE LOS DESMONTAJES 510
9.6.1 Supervisión arqueológica del material desplomado 510
9.6.1.1 Iglesia de Santiago 510
9.6.1.2 Iglesia de San Pedro 512
9.6.1.3 Panteones del Cementerio de San Clemente 513
9.6.2 Desmontaje de elementos arquitectónicos 515
9.6.2.1 Claustro de Santo Domingo 515
9.6.3 Supervisión arqueológica y documentación de hallazgos 516
9.6.3.1 Torre del Espolón y murallas del Castillo de Lorca 516
9.6.3.2 Iglesia y convento Virgen de las Huertas 518
BIBLIOGRAFÍA 520

10 DEMOLICIONES PARCIALES Y MEDIDAS DE SEGURIDAD 523
10.1 CONCEPTOS SOBRE DEMOLICIONES 524
10.1.1 Motivos para demoler un edificio 524
10.1.2 Definiciones conceptuales 526
10.1.3 Análisis previo para realizar una demolición 527
10.1.3.1 Estado y reconocimiento del edificio 527
10.1.3.2 Uso previo del edificio 528
10.1.3.3 Naturaleza del terreno 529
10.1.3.4 Cimientos, sótanos, depósitos subterráneos, propios y/o medianeros 530

10.1.3.5 Tipo y estado de la estructura a demoler 530
10.1.3.6 Aprovechamiento de materiales y/o elementos constructivos 531
10.1.4 Condiciones del entorno de la edificación a demoler 532
10.1.4.1 Relación de instalaciones urbanas 532
10.1.4.2 Accesos y deterioro medioambiental 533
10.1.4.3 Desbroce y limpieza 534
10.1.4.4 Drenajes 534
10.1.5 Descontaminación. Eliminación de materias especiales 534
10.1.6 Eliminación de escombros 536
10.1.7 Conclusiones finales 537
10.2 PROCESOS DEMOLICIÓN. TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES 538
10.2.1 Edificios de muros de carga 539
10.2.2 Edificios de estructura metálica 540
10.2.3 Edificios de estructuras de hormigón armado 541
10.2.4 Edificios de estructura de madera 544
10.2.5 Derribo parcial de un edificio 545
10.2.6 Derribo de elementos especiales 546
10.2.7 Derribo por elementos singulares 549
10.3 TÉCNICAS EMPLEADAS EN EL PROCESO DE UNA DEMOLICIÓN 551
10.3.1 Demoliciones manuales 553
10.3.2 Demoliciones mecánicas. técnicas conocidas usuales 555
10.3.2.1 Técnica de empuje 555
10.3.2.2 Técnica de martillos de percusión 557
10.3.2.3 Técnica mecánica hidroneumática 558
10.3.2.4 Técnicas de presión por morteros expansivos 559
10.3.2.5 Técnicas de abrasión y corte 560
10.4 ANALISIS DE LOS RIESGOS EN DEMOLICIONES 565
10.4.1 Condiciones de seguridad 568
10.4.2 Procedimientos de trabajo 571
10.4.3 Medidas específicas: seguridad 573
10.4.4 Riesgos más frecuentes 576
10.5 SEGURIDAD EN ACTUACIONES DE EMERGENCIA 577
10.5.1 Escombros amontonados y superficies inestables 577
10.5.2 Incendios y fuego en los escombros 578
10.5.3 Espacios confinados dentro de una edificación inestable 578
10.5.4 Uso de maquinaria en la demolición 579
10.5.5 Materiales peligrosos que pueden encontrarse entre los escombros .. 579
10.5.6 Riesgos higiénicos que se pueden reducir 579
10.6 EQUIPOS DE PROTECCIÓN INDIVIDUAL. (EPI) 580
10.7 SISTEMAS DE PROTECCIÓN COLECTIVA. (SPC) 581
BIBLIOGRAFÍA 583

FICHA EVALUACIÓN RÁPIDA DE DAÑOS ESTRUCTURAS PORTICADAS..... 585
FICHA EVALUACIÓN RÁPIDA DE DAÑOS ESTRUCTURAS MURARIAS..... 587

DOCUMENTACIÓN WEB

Plan Especial de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico en la Región de Murcia (SISMIMUR) 591
Guía para la definición de una estrategia antisísmica en el proyecto de edificios de nueva planta 591
Guía para la definición de una estrategia antisísmica en el proyecto de edificios de nueva planta. Ejemplos de aplicación..... 591
Guía para la restitución de la capacidad frente al sismo de elementos estructurales, tabiques, cerramientos, petos y escaleras de edificios dañados en el sismo de Lorca 591
Guía de inspección y evaluación en situación de emergencia de daños debidos al sismo en edificios 591

CAPÍTULO I

TECNOLOGÍA DEL SUELO

1. INFLUENCIA DEL SUELO Y EFECTOS DE SITIO

Rafael Blázquez Martínez
Dpto. de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Cartagena.

Emilio Trigueros Tornero
Dpto. de Ingeniería Minera, Geológica y Cartográfica, Universidad Politécnica de Cartagena.

Manuel Navarro Bernal
Grupo de Investigación de Geofísica Aplicada, Universidad de Almería.

Pedro Martínez Pagán
Dpto. de Ingeniería Minera, Geológica y Cartográfica, Universidad Politécnica de Cartagena.

Iván Alhama Manteca
Dpto. de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Cartagena.

1. INFLUENCIA DEL SUELO Y EFECTOS DE SITIO

1.1. COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO

1.1.1. INTRODUCCIÓN

La predicción de la respuesta de un depósito de suelo y de las estructuras en él cimentadas a un terremoto es un problema complejo, que requiere invariablemente la colaboración de diversos especialistas, notablemente geólogos, ingenieros geotécnicos e ingenieros estructurales. A la incertidumbre en la determinación de las acciones sísmicas probables se suma nuestro desconocimiento real de las ecuaciones constitutivas y las propiedades dinámicas de los suelos, que distan mucho de ser conocidas con precisión. La situación se complica por la incidencia en el cálculo de fenómenos vinculados específicamente a determinados tipos de suelos (licuefacción, densificación, etc.) – cuya repercusión en el comportamiento global del terreno no puede ni debe ignorarse – y por el fenómeno de la interacción dinámica o acoplamiento entre las respuestas tenso-deformacionales del suelo y las estructuras bajo la acción de la carga sísmica.

En la figura 1.1 se esquematiza la gama de problemas a enfrentar en el cálculo sísmico de estructuras. En general la aproximación implícita en los métodos de cálculo de prácticamente todas las normas sísmicas (base infinitamente rígida) supone despreciar la flexibilidad de la cimentación y la interacción de ésta con el suelo subyacente y la estructura que soporta. En los apartados siguientes se analizan de forma sucinta estos temas en el caso específico de suelos estratificados en sentido horizontal con dimensiones laterales prácticamente infinitas. Esta hipótesis permite hacer un tratamiento unidimensional de la respuesta dinámica del terreno, lo que simplifica extraordinariamente los cálculos sin detrimento de la realidad física del problema.

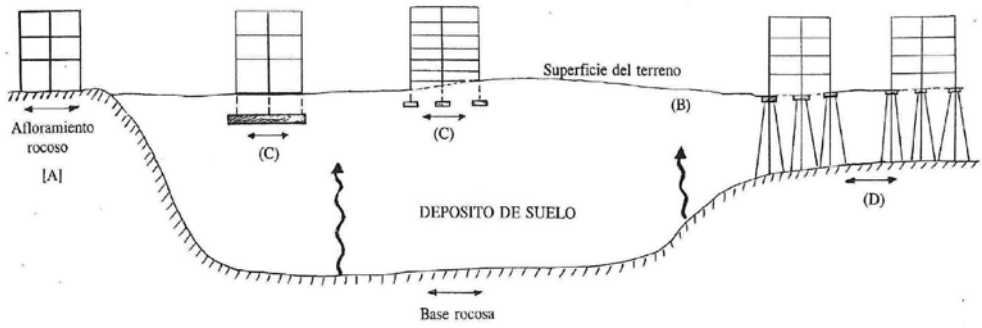


Figura 1.1. Esquematización de varios problemas de respuesta dinámica del terreno e interacción suelo-estructura.

1.1.2. PROBLEMAS DE TIPO VIBRATORIO

Estos problemas son característicos de suelos dinámicamente estables y se centran en el fenómeno de la amplificación del movimiento sísmico por la geología del terreno y la topografía del emplazamiento. Sus efectos se manifiestan en forma de variaciones de la amplitud y el contenido frecuencial del movimiento en el proceso de transmisión de las ondas sísmicas desde la base rocosa del terreno hasta la superficie de éste.

- **Efecto de la geología local**

Para simplificar el análisis de este fenómeno, si se supone que el depósito de suelo es uniforme, horizontal, se apoya en una roca infinitamente rígida y se extiende hasta el infinito en sentido lateral (figura. 1.2a), puede aplicarse la solución de la ecuación de ondas al problema de hallar los movimientos del suelo considerado como un medio viscoelástico. Dicha solución da como resultado los períodos propios:

$$T_n = \frac{4H}{(2n-1)\,Vs}$$ (Período fundamental del depósito: $T_1 = 4H/V_s$)

y los correspondientes modos de vibración (autofunciones) del estrato de suelo:

$$U_n = sen\ \frac{(2n-1)\,\pi\, x}{2H}$$

donde, $\mathbf{V_s = (G / \rho)^{0,5}}$ es la velocidad de las ondas de corte (vibraciones libres)

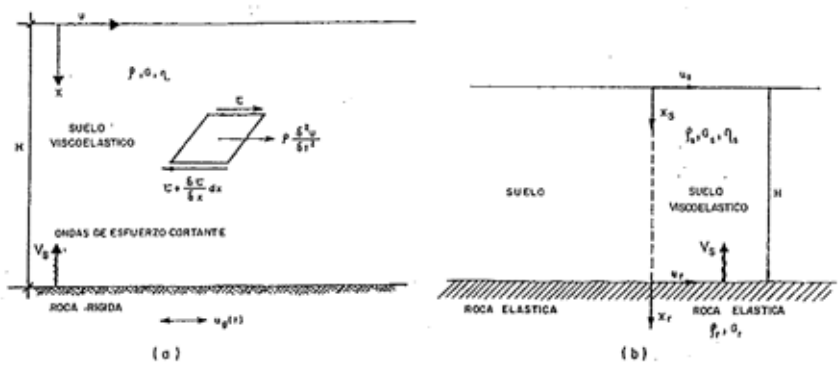


Figura 1. 2. Modelo simplificado de la respuesta dinámica de un estrato de suelo:
a) Base rocosa rígida; b) Base rocosa deformable.

Si la base rocosa es deformable (elástica), se realiza el análisis de forma análoga, pero considerando dos sistemas de ejes distintos, con origen en la superficie del terreno y de la roca, respectivamente (figura 1. 2b).

El caso de vibraciones forzadas de tipo periódico se deduce de modo inmediato del caso de vibraciones libres, utilizando la técnica de las series de Fourier y expresando tanto la perturbación como la respuesta del sistema en forma de suma de armónicos. Se obtienen así las expresiones:

$$\ddot{u} = \frac{1}{\cos pH}\,\ddot{u}_g \qquad p = \omega\sqrt{\frac{\rho}{G + i\eta\omega}}$$

Que nos indican que la función compleja 1/cos (pH) es la función de transferencia del depósito (sistema lineal) para aceleraciones absolutas. El módulo de la función anterior se denomina función de amplificación y es muy útil en el proyecto sísmico de estructuras sobre depósitos de suelo, donde se tiende a alejar lo más posible los períodos de uno y otro sistema para evitar que entren en resonancia. Si la roca es rígida, se comprueba que la viscosidad del suelo es inversamente proporcional a la frecuencia, con lo que se obtiene un parámetro de amortiguamiento modal constante para todos los modos de vibración:

$$\beta = \eta\,\omega / 2\,G$$

Si la base rocosa es deformable (elástica), ésta es susceptible de disipar energía por radiación y al efectuar el cálculo debe añadirse al amortiguamiento modal en roca rígida un amortiguamiento "geométrico equivalente", función de la frecuencia.

El desarrollo anterior es válido solo para el caso más sencillo de régimen estacionario, definido por un movimiento periódico actuando por tiempo ilimitado sobre un solo estrato de suelo. Para el caso más real de depósitos multicapa y excitaciones sísmicas propiamente dichas, esto es de movimientos de duración finita (régimen transitorio), las fórmulas anteriores se generalizan utilizando la técnica de las transformadas de Fourier y el "modelo lineal equivalente" del suelo (programa SHAKE).

Así pues, las características geotécnicas del emplazamiento ejercen una influencia decisiva sobre la respuesta sísmica de las estructuras en él construidas. En efecto, analizando los registros de aceleración de terremotos fuertes en zonas donde existen grandes variaciones locales del suelo, ha podido establecerse la influencia que éste ejerce sobre la amplitud y el contenido frecuencial del movimiento en la superficie del terreno. Los terremotos de Caracas (1967) y Higashi-Matsuyama (1968), entre otros, prueban (incluso trágicamente) la veracidad de esta afirmación). En el caso de Caracas, por ejemplo (figura 1. 3), la proporción de edificios de varios pisos dañados por el sismo fue mucho mayor en la parte oriental de la ciudad (donde el espesor de los sedimentos variaba entre 80 y 280 m.) que en la parte más occidental, con profundidades de la roca firme entre 20 y 100 m. Lo mismo ocurrió en el terremoto de Higashi-Matsuyama, con la ventaja de que en este caso, dado el gran número de edificios instrumentados en la vecina ciudad de Tokyo, pudo cuantificarse la variación de la amplificación del movimiento sísmico en función del espesor de la capa de suelo blando, la cual oscilaba entre 2 (cimentaciones superficiales) y 5 (superficie del terreno).

Uno de los estudios pioneros más completos sobre el efecto de la geología local es sin duda el realizado por Seed e Idriss (1969) en relación con el terremoto de San Francisco (1957), donde pudo observarse claramente que, en general, el período predominante crece y el contenido de períodos altos del espectro aumenta a medida que empeoran las condiciones del suelo. Por tanto, el daño potencial que puede experimentar una edificación en un terremoto es función no solo de la amplificación del movimiento sino de los períodos predominantes del sistema suelo-estructura. Esto significa que los estratos de suelo blando de gran espesor son particularmente peligrosos para los edificios elevados, porque actúan a modo de filtros paso-baja, amplificando selectivamente los armónicos de largo período del movimiento, que pueden a su vez entrar en resonancia con los altos períodos propios característicos de este tipo de estructuras. Lo contrario ocurre con los edificios bajos, de gran rigidez, cimentados en suelos firmes.

Hay que tener en cuenta además que la respuesta sísmica del terreno es marcadamente no lineal. Cuanto más fuerte es el terremoto más "se ablanda" el terreno (se hace más flexible) y menos aumentan, comparativamente, la amplificación y los máximos espectrales. Ello, unido al hecho de tratarse de edificios bajos, podría explicar la menor vulnerabilidad observada en el terremoto de Kanto (1923), en Japón, en edificios dúctiles de madera construidos sobre suelo muy blando.

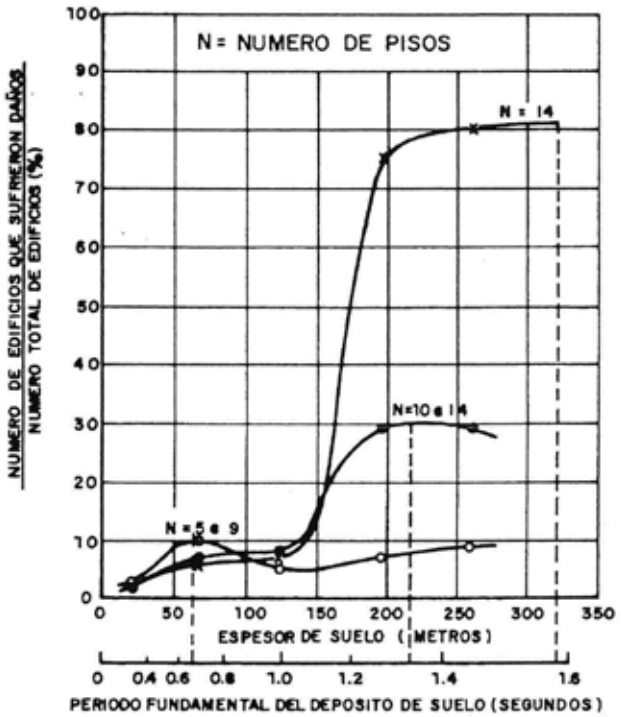


Figura 1.3. Efectos geológicos locales observados en el terremoto de Caracas (1967).

Para tratar de introducir, siquiera empíricamente, las condiciones locales del terreno en la forma de los espectros de proyecto de las Normas Sísmicas, ha venido realizándose en las últimas cuatro décadas un análisis estadístico sistemático de los registros sísmicos existentes. El resultado de este estudio es la serie de espectros de respuesta normalizados (espectro medio + una desviación típica) que se muestran en la figura 1.4 para distintos tipos de suelo. Estos espectros son útiles para obtener espectros de respuesta "local", sin más que multiplicar el valor de la aceleración máxima esperable en la superficie del terreno por la ordenada de la curva de la figura 1.4 correspondiente al suelo del emplazamiento. Se observa en dicha figura que para el rango de períodos altos (0,5 s) las amplificaciones espectrales que cabe esperar en depósitos de material granular de gran potencia y/o en arcillas blandas o de consistencia media son muy superiores a las de suelos duros y rocas.

La variación de la forma del espectro con las condiciones del suelo explica asimismo el fenómeno denominado "rotura progresiva" de un edificio, que consiste en lo siguiente. Sean ABCD y AEFG, respectivamente, los espectros normalizados de aceleración comentados en el

párrafo anterior (figura 1.5). Si una estructura de período T1, suficientemente dúctil, se ve sometida a un terremoto intenso, se figurará (puntos B y E), produciéndose una serie de grietas o incluso roturas locales que harán que su período natural aumente hasta el valor T2. Entonces, si el edificio está cimentado en suelo firme, su respuesta disminuirá sensiblemente (punto C), deteniéndose incluso la fisuración. Lo contrario ocurre si el edificio se apoya en un suelo poco competente, llegando incluso a aumentar la respuesta en la nueva situación (punto F).

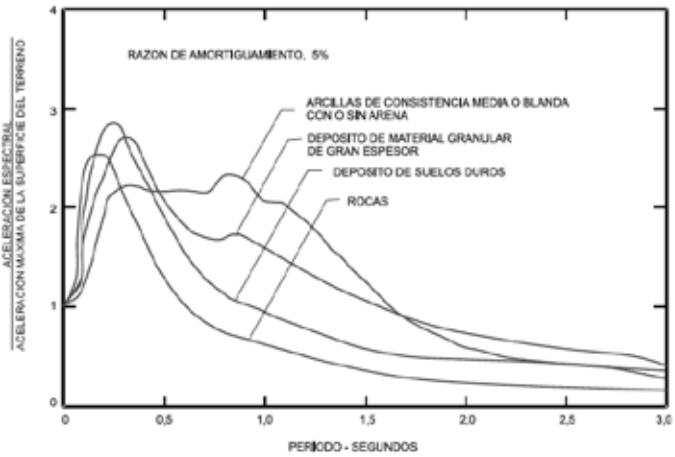


Figura 1.4. Espectros de respuesta normalizados en aceleraciones para diferentes tipos de terreno (Seed, Ugas y Lysmer, 1976).

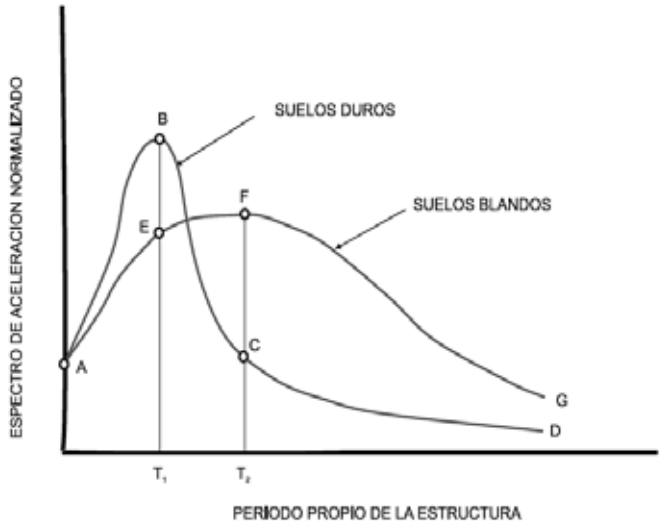


Figura 1.5. Mecanismo de la rotura progresiva (Ohsaki, 1969).

- **Efecto de la topografía local**

Este fenómeno se presenta en terrenos no nivelados (con superficie libre no horizontal) y reviste importancia cuando la longitud de la onda sísmica es bastante menor que el doble de la anchura del accidente topográfico, ya sea un valle, cañón, colina, etc. En este caso el modelo unidimensional de viga a cortante (ondas SH con propagación vertical ascendente) no es válido, produciéndose una amplificación o atenuación selectiva del movimiento (sobre todo en la zona de resonancia), que varía con la topografía local en función del contenido de frecuencias, del ángulo de incidencia y de la amplitud de las ondas sísmicas. La amplificación topográfica aumenta en la cima y en las laderas de las colinas (hasta un 200 % de magnificación del movimiento), mientras que puede alcanzarse hasta un 65 % de atenuación en fondos de valles. Fenómenos de esta naturaleza se han registrado instrumentalmente en la presa de Pacoima (terremoto de San Fernando, USA, 1971) y en Canal Beagle (terremoto de Viña del Mar, Chile, 1985).

El Eurocódigo 8/Parte 5 incluye un Anejo Informativo (Anejo A) con unas recomendaciones sencillas para incorporar el efecto de la topografía local en la definición de la acción sísmica, tanto para taludes como para crestas (figura 1.6). Si la pendiente del terreno es menor que 15º o la altura del talud es inferior a 30 m., el efecto topográfico puede despreciarse. En caso contrario, las ordenadas espectrales deben mayorarse con un factor ST (factor de amplificación topográfica) cuyos valores mínimos son ST=1,2 para taludes y crestas con $\theta < 30º$ y ST=1,4 para crestas con $\theta > 30º$.

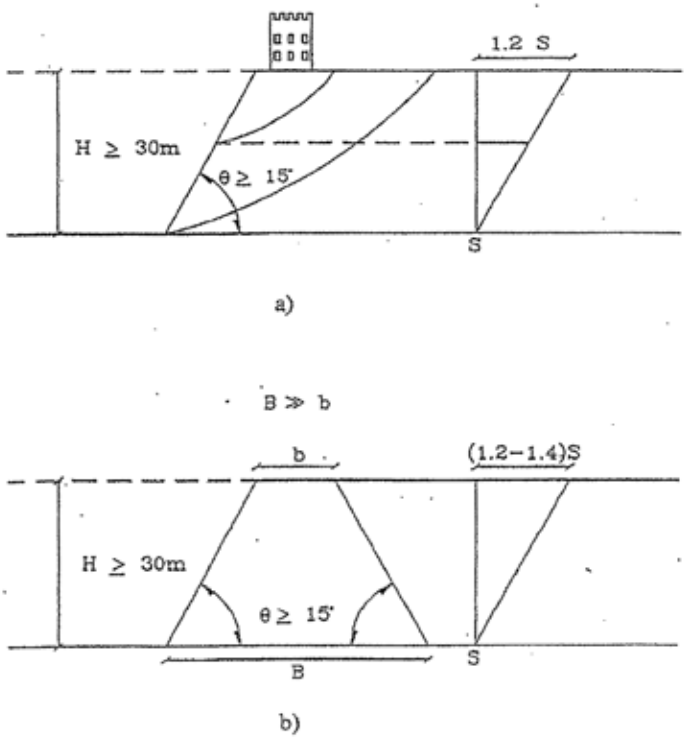


Figura1.6. Modelización del efecto topográfico según el Eurocódigo 8/Parte 5
a) Talud (una pendiente); b) Cerro o terraplén (dos pendientes).

La predicción de la respuesta de un depósito de suelo y de las estructuras en él cimentadas a un terremoto es un problema complejo, que requiere invariablemente la colaboración de diversos especialistas, notablemente geólogos, ingenieros geotécnicos e ingenieros estructurales. A la incertidumbre en la determinación de las acciones sísmicas probables se suma nuestro desconocimiento real de las ecuaciones constitutivas y las propiedades dinámicas de los suelos, que distan mucho de ser conocidas con precisión. La situación se complica por la incidencia en el cálculo de fenómenos vinculados específicamente a determinados tipos de suelos (licuefacción, densificación, etc.) – cuya repercusión en el comportamiento global del terreno no puede ni debe ignorarse – y por el fenómeno de la interacción dinámica o acoplamiento entre las respuestas tenso-deformacionales del suelo y las estructuras bajo la acción de la carga sísmica.

1.1.3. PROBLEMAS DE DEFORMACIÓN PERMANENTE DEL TERRENO

En este tipo de problemas se trata de analizar la influencia de los cambios de la estructura del suelo (y los consiguientes reajustes irreversibles de las partículas) sobre los movimientos sísmicos de la superficie del terreno en campo libre. Básicamente los problemas a estudiar son dos, ambos característicos de suelos sin cohesión o poco plásticos: densificación de suelos granulares secos y licuefacción de suelos granulares saturados.

- **Densificación**

La densificación de un suelo granular seco consiste en la compactación del mismo, con el consiguiente aumento de densidad, por efecto de la aplicación de una carga cíclica. El grado de compactación depende de la posición que adopten las partículas tras la vibración del suelo y se asocia por tanto con la forma, tamaño y composición de aquéllas. Al margen de las roturas que se puedan producir entre los granos (cuando se apliquen cargas muy elevadas), los reajustes solo son posibles si se distorsiona la estructura del material lo suficiente como para permitir el cambio de posición relativa entre las partículas. Aunque en principio el comienzo de este proceso de distorsión se pueda atribuir a diferentes causas (aceleraciones, fluctuaciones en las tensiones, etc.), el factor más importante y el que controla fundamentalmente la densificación de las arenas secas es la deformación tangencial. Este hecho ha sido reconocido por Silver y Seed (1971a, 1971b) y otros investigadores, fundamentalmente D'Appolonia y D'Appolonia (1967) y Whitman y Ortigosa (1968). Estos últimos autores han corroborado experimentalmente que las aceleraciones verticales alternadas solo producen cambios significativos en la densidad del suelo cuando superan el valor 1g. Estos niveles de aceleración son corrientes en problemas de compactación dinámica del suelo, pero no en fenómenos sísmicos.

Los estudios experimentales sobre densificación de arenas han venido realizándose sistemáticamente en mesas vibrantes y aparatos de corte simple, particularmente con muestras de poco espesor y gran tamaño (> 1m), que acusan mucho menos los efectos de concentraciones de tensiones en los bordes de la muestra. En base a dichos estudios ha podido probarse que, junto con la deformación tangencial cíclica impuesta al suelo, la densidad relativa inicial y el número de ciclos son factores determinantes del fenómeno. Se observa que, con independencia de la presión de confinamiento, para arenas sueltas o medias (Dr < 60 %) la densificación es mucho mayor que para arenas densas (Dr > 60 %), especialmente en la fase inicial de los ensayos.

El efecto de la aplicación simultánea de dos excitaciones horizontales (ej: componentes transversales de un sismo) equivale aproximadamente a sumar los asientos que produce cada excitación por separado. Por el contrario, la influencia que ejercen otras variables sobre la

compactación dinámica, tales como la presión de confinamiento del material, la frecuencia de vibración y la aplicación de ciclos repetidos de deformación volumétrica, si existe, es despreciable (Youd, 1972).

Es importante tener en cuenta que la arena se comporta como un material histerético "con memoria", por lo que el grado de compactación que se alcance será función de la historia de deformaciones que haya experimentado el suelo con anterioridad. Por este motivo, los asientos estimados en el campo a partir de ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas de suelo pueden resultar excesivamente conservadores en algunos casos. Los modelos de cálculo de la densificación incorporan estas ideas y se basan bien en modelos inelásticos del suelo (teoría endocrónica; Cuéllar, 1978) bien en formulaciones empíricas del ajuste de datos experimentales, como la propuesta por Martin, Finn y Seed (1975):

$$\Delta\varepsilon^{v} = C_1\left(\gamma - C_2\varepsilon^{v}\right) + \frac{C_3\left(\varepsilon^{v}\right)^2}{\gamma + C_4\varepsilon^{v}}$$

Donde C1, C2, C3 y C4 son constantes, función del tipo de arena y de su densidad relativa inicial

- **Licuefacción**

La licuefacción de suelos granulares saturados consiste en la pérdida total de la capacidad portante del suelo bajo carga dinámica debida al crecimiento de la presión intersticial a medida que progresa la excitación. La explicación del fenómeno es la siguiente. Si se parte de la ecuación de Terzaghi:

$$\sigma_t = \sigma'_v + u$$

Puede establecerse que, para un depósito horizontal de suelo, como la presión vertical total, σ_t no varía en el proceso, el aumento de la presión hidrodinámica en el tiempo, u(t), debe corresponderse biunívocamente con la disminución de la presión efectiva, $\sigma'_v(t)$.

En el instante inicial:

$$(\sigma_t)_0 = (\sigma'_v)_0 + u_0$$

Mientras que para un tiempo t cualquiera:

$$(\sigma_t)_0 = \sigma'_v + u = \sigma'_v + u_0 + u_{din}$$

De donde se deduce que:

$$(\sigma'_v)_0 + u_0 = \sigma'_v + u_0 + u_{din}$$

Si la presión efectiva actual, σ'v, se anula, resulta:

$$u_{din} = (\sigma'_v)_0$$

Produciéndose en ese instante la licuefacción del suelo a la cota del depósito que verifica la condición anterior. Dicha condición constituye pues el criterio básico de licuefacción del terreno, con independencia del tipo de excitación dinámica: oleaje, terremoto, etc. (figura 1.7).

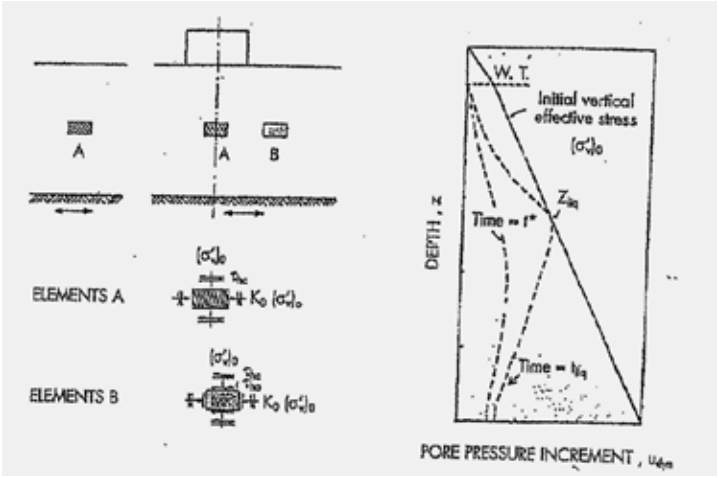
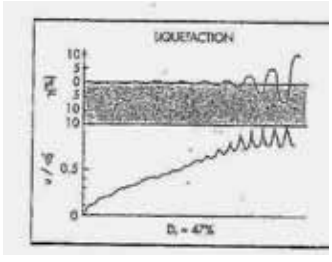
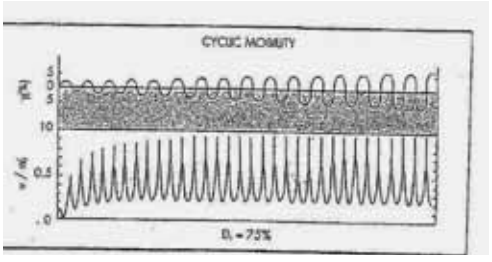


Figura 1.7. Isocronas dinámicas generadas por la acción sísmica y criterio de licuefacción (Blázquez, 1997).

La licuefacción es un fenómeno característico (si bien no exclusivo) de las arenas sueltas con pocos finos, en las cuales se produce un fenómeno de inestabilidad cíclica a bajo número de ciclos de carga, con aumento repentino de la deformación tangencial del terreno. Para arenas densas, por el contrario, el crecimiento paulatino de las deformaciones de cizalla es mucho más lento, ya que las tensiones efectivas se recuperan inmediatamente tras su anulación como consecuencia de la dilatancia positiva característica de este tipo de suelos ("movilidad cíclica" de las arenas densas; figura 1.8)

A nivel práctico, el cálculo del potencial de licuefacción de un estrato de suelo se realiza habitualmente utilizando el gráfico de Seed, recogido en el Eurocódigo 8/Parte 5 (Anejo Normativo B) y cuyas primeras versiones datan de 1976 (figura 1.9). Este gráfico no es sino un método empírico observacional que, para un terremoto de una cierta magnitud, discrimina la ocurrencia o no de licuefacción a una determinada cota en el estrato, en función de la fuerza que induce el fenómeno (tensión cortante provocada por el sismo) y la capacidad resistente del suelo a dicha cota. Como parámetros representativos de la capacidad resistente se utilizan preferentemente los valores normalizados de los índices SPT (parámetro N1(60)) ó CPT, y, en menor medida, la velocidad de las ondas de corte en los primeros 30 m del estrato de suelo (parámetro Vs30).





(a) Arena suelta (licuefacción) **(b)** Arena densa (movilidad cíclica)

Figura 1.8. Ensayos cíclicos de tensión controlada (Ishihara, 1985)

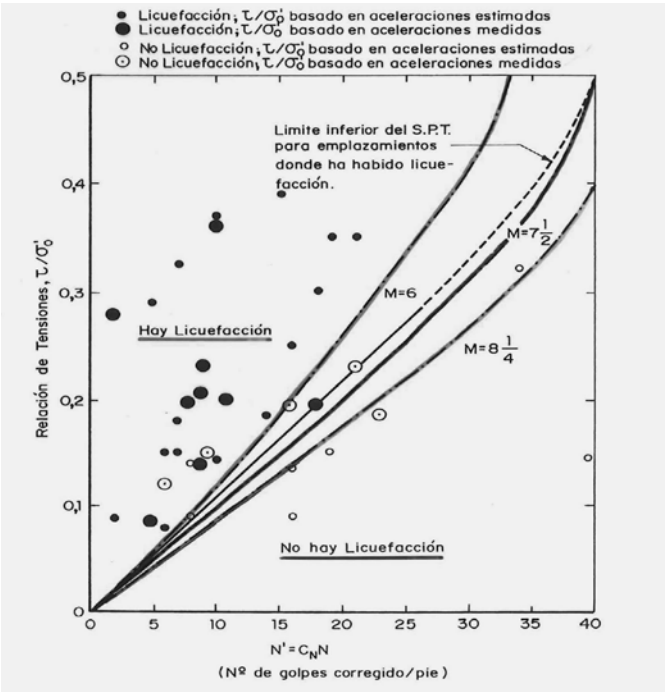


Figura 1.9. Ábaco de Seed para el cálculo del potencial de licuefacción (1976).

1.1.4. PROBLEMAS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Los suelos y las estructuras poseen una serie de peculiaridades que diferencian claramente sus respectivos comportamientos dinámicos. Así, mientras que las estructuras pueden considerarse casi siempre como sistemas finitos y lineales en un amplio rango de deformaciones, los suelos son esencialmente medios semi-infinitos y marcadamente inelásticos, que suelen guardar memoria de las deformaciones experimentadas previamente. Además el comportamiento real de los suelos bajo carga sísmica no se conoce todavía suficientemente bien, lo que obliga a hacer determinadas hipótesis (leyes constitutivas) que muchas veces tienen una mayor incidencia en los resultados obtenidos que el propio algoritmo de cálculo. De aquí se deduce que el movimiento en la base de una estructura (figura 1.1; caso C) es, en general, diferente al que habría en el caso de campo libre (figura 1.1; caso B), dependiendo de la flexibilidad del suelo de cimentación, por lo que no es lícito, en principio, desacoplar ambos sistemas y efectuar el cálculo dinámico de ambos por separado.

Este complejo problema se conoce como interacción suelo-estructura y suele omitirse en las normas de edificación sismorresistente por las razones que se comentan a continuación.

Considérese de nuevo en la figura 1.1 el caso de la respuesta sísmica de una estructura cimentada en suelo deformable (caso C) frente a la respuesta correspondiente a base rígida (caso A). El esfuerzo de cálculo y modelización en el primer caso (sistema con contorno inferior móvil) es obviamente mayor que en el segundo (sistema con contornos fijos). No obstante, como resultado de múltiples estudios pueden establecerse las conclusiones siguientes:

a) La componente de balanceo (giro de la superficie del terreno) no es despreciable en el caso de base rígida (figura 1.1; caso E).
b) El amortiguamiento del sistema estructura-suelo deformable incluye el amortiguamiento geométrico en la interfaz suelo-estructura, mientras que en el caso de base rígida solo se contabiliza el amortiguamiento interno del suelo (el amortiguamiento de la estructura hay que tenerlo en cuenta en ambos casos).
c) Los períodos y modos de vibración de la estructura con base flexible son diferentes a los calculados con base rígida.

Este último punto se ejemplifica para el sistema de la figura 1.1 (caso C) de la siguiente forma. Considérese (figura 1.10) un edificio de una planta sometido a balanceo, siendo la rigidez al giro de la cimentación. La frecuencia de las vibraciones libres del sistema resulta ser:

$$f_n^* = f_n \left(\frac{1}{1+\frac{1}{S_R}} \right)^{1/2}$$

donde:

$$f_n = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{K}{m}}$$

Es la frecuencia del oscilador de 1 g. de l. apoyado en base rígida, y:

$$S_R = \frac{K_\varnothing}{H^2 K}$$

Es el parámetro que define la rigidez relativa del suelo respecto a la estructura (parámetro de interacción suelo-estructura). Como puede comprobarse, se produce una elongación del período propio de la estructura por efecto de la interacción. Más aún, si se evalúan las fuerzas de corte basal máximo en la estructura para distintos terremotos en función del parámetro SR (figura 1.11), se deduce que para SR > 15 la flexibilidad del terreno es poco importante, mientras que si SR < 15 el valor del cortante basal disminuye con la flexibilidad del suelo.

Vemos pues que los efectos de la interacción suelo-estructura tienden a ser en general beneficiosos, por lo que en estructuras ordinarias se está del lado de la seguridad al despreciarlos en el cálculo. Por el contrario, dichos efectos deben considerarse en el diseño de puentes, estructuras esbeltas (silos, torres, chimeneas, etc.) y cajones para estructuras *off-shore*. También deben tenerse en cuenta en cualquier tipo de estructura cimentada en suelo anómalamente blando, con velocidad de ondas de corte inferior a 100 m/s (Eurocódigo 8/ Parte 5 y anejo informativo D).

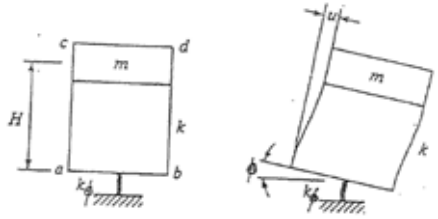


Figura 1.10. Vibración por balanceo de un sistema de un grado de libertad (estructura de una planta interactiva con el suelo).

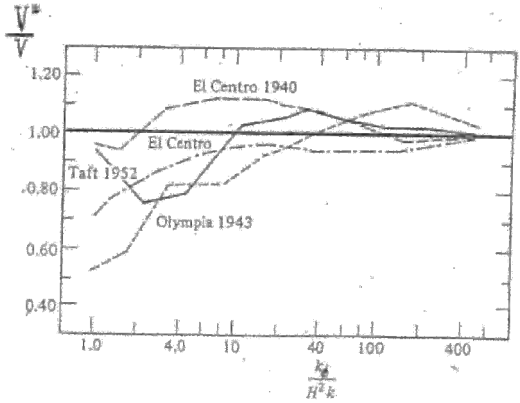


Figura 1.11. Efecto de la rigidez de la cimentación sobre la máxima fuerza cortante basal en un edificio de 15 pisos (Merritt and Housner, 1954).

1.2. ESTABILIDAD DE TALUDES

1.2.1. ESTABILIDAD DE TALUDES

Las laderas naturales y los taludes excavados tienen cierta pendiente y geometría que, frecuentemente se encuentra en un equilibrio estricto. Los agentes naturales de erosión y desestabilización actúan de forma continua, modelando la topografía: paisajes acarcavados, erosión, deslizamientos y desprendimientos forman parte de la dinámica geológica de configuración del relieve.

Las fuerzas naturales que provocan estos efectos son el viento, el agua, también en forma de hielo, y los movimientos sísmicos. El hombre por su parte puede mediante excavaciones, obras u otras operaciones que intervengan sobre el equilibrio, llevar a la inestabilidad bloques de roca o volúmenes de taludes que ocasionarán roturas de laderas y desprendimientos.

En relación con la seguridad de los bienes y las personas, nos interesa conocer qué tipo de inestabilidades se pueden producir y qué fórmulas tenemos para prevenirlas o para remediarlas.



Figura 1.12. Afloramiento rocoso, fuente de desprendimientos.

1.2.1.1. Clasificación de inestabilidades en taludes

Las diferentes situaciones de estabilidad que deberán evaluarse están en relación con las situaciones que se pueden producir. La escala del problema vendrá relacionada con la altura y con el relieve, así como con la naturaleza de los terrenos involucrados.

a) Inestabilidades de bloques de roca:

- Desprendimientos por caída, deslizamiento y vuelco.

b) Inestabilidades de laderas, taludes naturales y excavados en rocas blandas:

- Gran escala (miles de metros): Roturas traslacionales
- Pequeña escala (decenas de metros): Roturas circulares

c) Inestabilidades de taludes excavados en rocas duras: Roturas planas, en cuña y por vuelco de estratos.

- **Desprendimientos**

Los bloques de roca en equilibrio precario abandonan el afloramiento cuando las juntas se llenan de agua o se producen movimientos sísmicos. Esta situación puede afectar a la parte alta de nuestros taludes. Los bloques de roca se mueven talud abajo rodando, rebotando o en caída libre según el perfil de la ladera. Es de vital importancia conocer el perfil topográfico del talud y los materiales que lo constituyen para reproducir las trayectorias de caída.

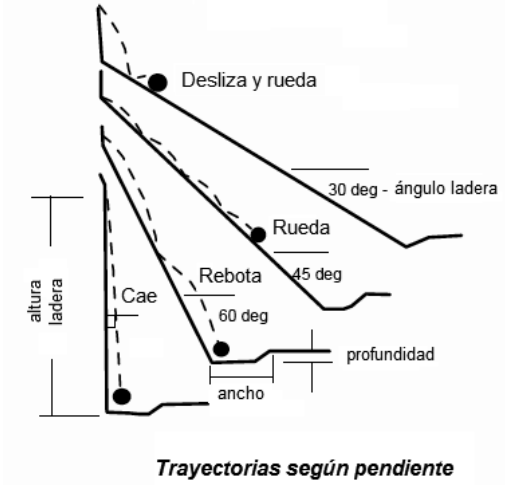


Figura 1.13. Posibles trayectorias de bloques sueltos en un talud.

Los programas de análisis dinámico permiten configurar la geometría y los elementos de protección para garantizar la seguridad.

A partir del perfil del talud y de la ubicación de la fuente de bloques, el movimiento se modeliza con una serie de trayectorias parabólicas entre rebotes. en cada punto de contacto del bloque con el terreno se produce un choque no elástico que provoca una reducción de las componentes de la velocidad horizontal y vertical. Los parámetros de atenuación del movimiento para cada componente después de cada choque son RN y RT y dependen del

material sobre el que se produce el choque. Sus valores pueden oscilar desde 0, amortiguación total, a 1, choque elástico, pero lo habitual para los materiales geológicos y suelos está para RN entre 0,3 y 0,5 y para RT entre 0,8 y 0,95. Los coeficientes de atenuación se aplican sobre las componentes normal y tangencial de la velocidad a la superficie en el punto de choque, por lo que se ha de traducir

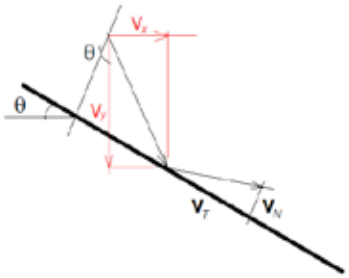


Figura 1.14. Cambio de velocidades cada choque.

Una serie de TRAYECTORIAS RECTAS en las que el bloque rueda y/o desliza por el talud, en los tramos de menor pendiente, caracterizadas por una fricción con el material sobre el que lo hace. El parámetro que permite calcular la amortiguación de la velocidad es el ángulo de fricción, ϕ, que tiene valores en torno a 30º. Para calcular el recorrido descendente por un tramo de ladera de longitud s y pendiente, θ, para una velocidad inicial v_0 y una aceleración gravitatoria g = -9,81 m/s2, se utiliza:

$$v = \sqrt{v_0^2 - 2sg(\sin\theta - \cos\theta \tan\phi)}$$

Los valores de RN y RT proceden de ensayos y de análisis de desprendimientos (*back analysis*), de manera que se van variando los coeficientes hasta que coinciden las trayectorias observadas en campo con las reales.

- **Elementos de protección frente a desprendimientos**

Normalmente el bloque está sujeto a rodadura por lo que se produce cierta velocidad angular. Las velocidades permiten calcular la energía que se deberá disipar/amortiguar.

La **energía cinética total** (kJulios = toneladas . m^2 /s^2) puede ser calculada en cada punto como la suma de la energía de traslación y de rotación, lo que nos permite diseñar o seleccionar barreras estáticas o dinámicas.

La primera protección es el buen diseño del talud, de manera que las bermas intercepten y amortigüen los impactos, reduciendo la velocidad de los bloques Deben tener una cierta contrapendiente que, además de recoger aguas permita reducir el ángulo de avance de los bloques.

Para una mayor amortiguación de impactos, se cubrirán de arena grava o tierra vegetal, lo que reduce los coeficientes. Puede ser interesante el diseño de una zanja inferior con grava o el amontonamiento de material suelto.

Otra forma de protección es el anclaje y sostenimiento de los bloques sueltos con redes de cable y bulones y el recubrimiento con mallas de guiado de triple torsión cuando los fragmentos son de poco tamaño. Hay que tener en cuenta que éstas mallas pueden ofrecer

una falsa sensación de seguridad, cuando se utilizan para recubrir bloques de más de 5 kg en taludes de más de 20 m.

Por último se pueden colocar barreras dinámicas que absorben la energía en un punto adecuado de la trayectoria del bloque o pantallas estáticas cercanas a los elementos a proteger. Las pantallas dinámicas y estáticas han de ser colocadas después de hacer el análisis cinemático de los desprendimientos.

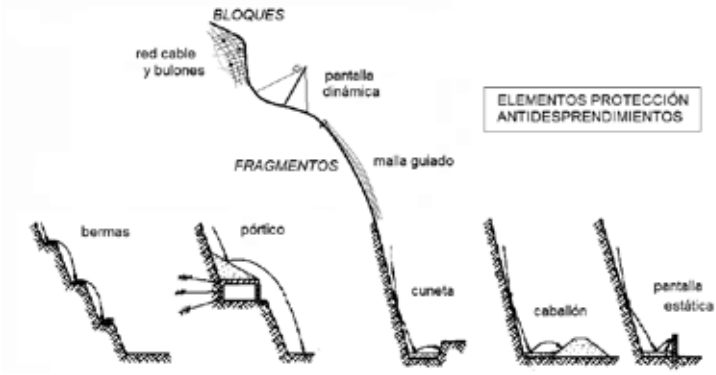


Figura 1.15. Elementos de protección contra desprendimientos.

- **Roturas traslacionales**

Una ladera de varios centenares de metros, en equilibrio estricto o precario, pasa a la situación de rotura, desarrollándose esta por una superficie subparalela a la externa. Se produce un deslizamiento con movimiento de traslación sin deformación del cuerpo de la masa deslizada. Las grietas, que aparecen inicialmente, se transforman en una zanja con superficies escarpadas y en la base de la ladera se acumulan los materiales hasta que la masa que queda en el pie es capaz de equilibrar el empuje de materiales. La fricción en el plano de rotura pasa a ser la residual, la superficie está rota no desarrolla cohesión y solo aporta esa fricción residual al nuevo equilibrio que se produce.



Figura 1.16. Deslizamiento de ladera.

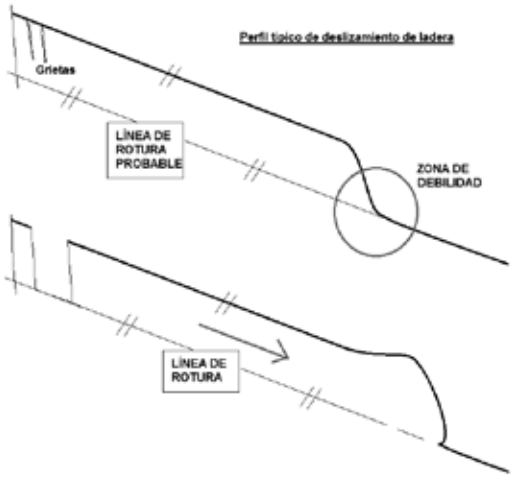


Figura 1.17. Esquema bidimensional de la rotura traslacional.

La activación de la inestabilidad puede ser, como en casi todos los casos, por pequeños terremotos, aumentos o descensos del nivel freático que alteran las tensiones específicas o por actividades humanas, como excavaciones al pie de la ladera.

Los métodos utilizados para evaluar la estabilidad son de equilibrio límite: buscan el cálculo del factor de seguridad planteando la resistencia que tendría que tener el terreno para la situación de equilibrio límite, instantes antes de la rotura, y comparan esta resistencia con la que el terreno tiene realmente (dada por la cohesión y fricción que describe su recta de Coulomb en términos efectivos).

$$FS = \frac{S_f}{S_m} = \left(1 - \frac{\rho_w h_w}{\rho_s h}\right)\left(\frac{tg\varphi'}{tg\alpha}\right) + \frac{2\,c'}{\rho_s g h\, sen\, 2\alpha}$$

En SECO: $h_w = 0$

$$FS = \left(\frac{tg\varphi'}{tg\alpha}\right) + \frac{2\,c'}{\rho_s g h\, sen\, 2\alpha}$$

Se produce una colaboración de la cohesión al equilibrio (segundo término) pero ésta es decreciente con la profundidad (profundidad h de la rotura). Este resultado explica por qué en los suelos granulares las roturas son más superficiales y en los suelos con finos la rotura penetra más en el terreno.

En SATURACIÓN: $h = h_w$ (efecto del agua)

$$FS = \frac{\rho'}{\rho_s}\left(\frac{tg\varphi'}{tg\alpha}\right) + \frac{2\,c'}{\rho_s g h\, sen\, 2\alpha}$$

La componente de fricción, a causa de la flotabilidad (presión de poro) producida por el agua, se reduce a la mitad, de forma que la ladera sin el término cohesivo sería inestable para ángulos α de la mitad de la fricción □'.

- **La rotura circular**

La rotura circular sobreviene en los taludes excavados y laderas naturales constituidos por sedimentos modernos y rellenos o rocas blandas arcillosas, y en acumulaciones de terreno artificiales tales como pilas, diques, escombreras o terraplenes.

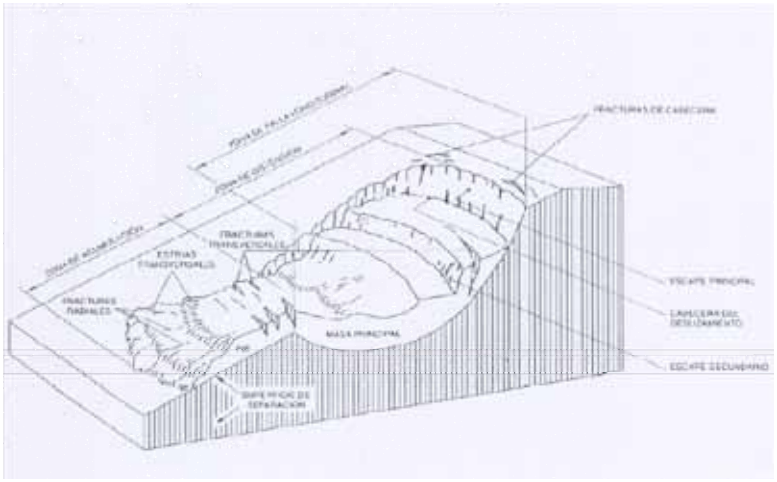


Figura 1.18. Esquema de la rotura circular (Varnes, 1978).

Esta figura esquematiza bien los elementos del terreno deslizado, con acumulación de los materiales al pie del talud que producen un abombamiento del relieve y escarpes en la cabecera donde antes aparecieron grietas de tracción.



Figura 1.19. Cabecera de una rotura circular incipiente.

- **El método de Bishop para calcular la estabilidad**

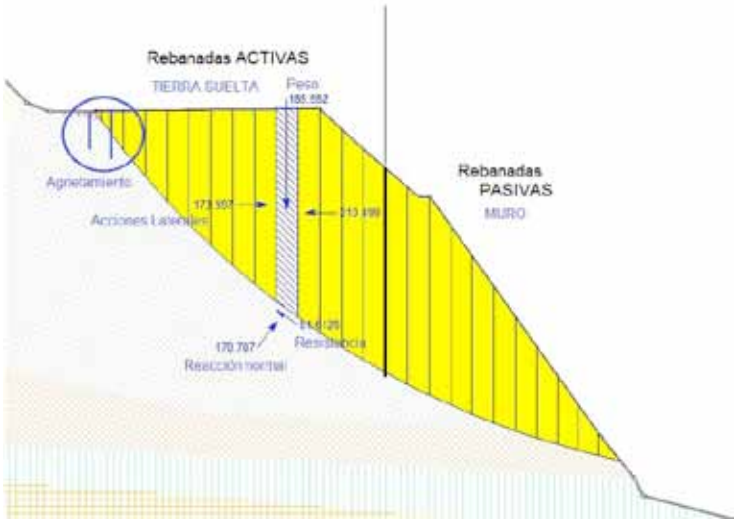


Figura 1.20. Esquema bidimensional de una rotura circular, división en rebanadas y círculo de rotura.

En la figura 1.20 aparece el perfil de terreno que desliza dividido en rebanadas verticales. En las rebanadas aguas arriba se produce un comportamiento distensivo. El suelo se afloja y aparecen grietas de tracción, es la parte ACTIVA. Aguas abajo, sin embargo, se produce una compresión lateral elevada, el comportamiento es PASIVO. Las rebanadas de esta zona están actuando como un muro.

Cada rebanada está sometida a una serie de fuerzas: su peso ΔW, los empujes y cortantes laterales E y X, y las fuerzas normal y de cizalladura en la base. Se puede plantear su equilibrio considerando la fuerza resistente de cizalladura Sn que necesariamente debe proporcionar el suelo para dicho equilibrio, como un porcentaje de la máxima que éste puede desarrollar según su resistencia.

Ésa es la manera en que introducimos el factor de seguridad:

$$S_n = c_n' \frac{\Delta b}{\cos\alpha} + N' \tan\phi_n' \quad donde \quad c_n' = \frac{c'}{F} \quad ; \quad \tan\phi_n' = \frac{\tan\phi'}{F}$$

En el plano CD, que constituye la división de las dos zonas de comportamiento mecánico del suelo, se ha de cumplir el equilibrio de los empujes activo y pasivo, suponiendo en este plano que el cortante se disipa por completo al coincidir el ángulo de fricción con la pendiente de la superficie de rotura.

$$P_{ha} = \sum_A^C \Delta W \tan\alpha - \sum_A^C \left[(\Delta W - u\Delta b)\tan\phi_n' + c_n' \Delta b \right] \frac{\sec^2\alpha}{1 + \tan\alpha \tan\phi_n'}$$

$$P_{hp} = -\sum_B^C \Delta W \tan\alpha + \sum_B^C \left[(\Delta W - u\Delta b)\tan\phi_n' + c_n' \Delta b \right] \frac{\sec^2\alpha}{1 + \tan\alpha \tan\phi_n'}$$

Igualando las fuerzas y reorganizando términos resulta

$$FS = \frac{\sum_{1}^{n}\left[\left(\Delta W - u\Delta b\right)\tan\phi' + c'\Delta b\right]\dfrac{\sec^2\alpha}{1+\dfrac{1}{FS}\tan\alpha\tan\phi'}}{\sum_{1}^{n}\Delta W\tan\alpha}$$

Que es la fórmula de Bishop para el cálculo del factor de seguridad.

Para su aplicación es necesario introducir un valor de factor de seguridad FS1= 1 en la derecha de la expresión lo que permite aplicar la fórmula y obtener un segundo valor FS2 que de nuevo introducimos en la fórmula para conseguir tras unas pocas iteraciones que converja la solución a un FSi constante.

El procedimiento para calcular la estabilidad de un talud pasa por calcular una serie de posibles círculos de rotura obteniendo el de menor factor de seguridad que será el círculo crítico. Es un proceso repetitivo para el que aplicamos Bishop repetidamente en los nudos de una malla regular para varios círculos en cada nudo. Frecuentemente este análisis se efectúa con un software adecuado (Slide o Slope son programas de equilibrio límite muy adecuados).

1. Los ábacos de Hoek

Son un método gráfico de resolución de roturas circulares para casos sencillos, y pueden valer para una evaluación preliminar. Los factores de seguridad que salen son conservadores, por lo que podemos usarlos para evaluar una situación concreta. Los valores de fricción φ y de cohesión c pueden ser estimados a partir de tablas que encontramos en libros como:

- Ayala Carcedo, F.J. et al. 1991. MANUAL DE INGENIERÍA DE TALUDES. Ed: I.T.G.M.E. Madrid
- González de Vallejo et al. 2002 INGENIERÍA GEOLÓGICA Ed: Pearson Education. Madrid

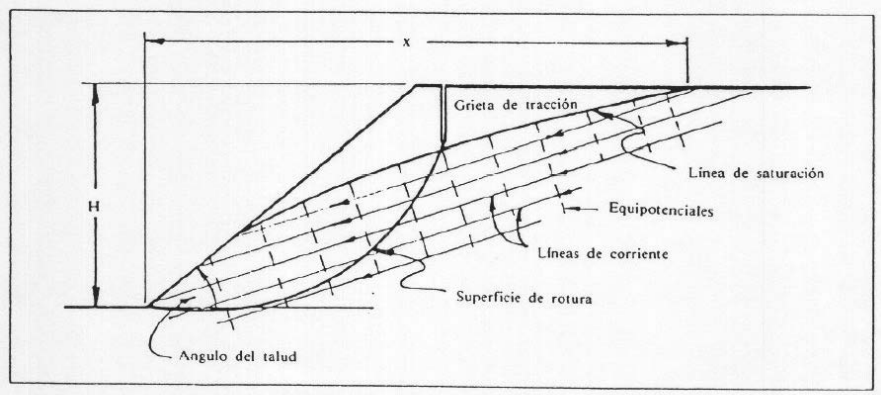


Fig. 7.80.—Red de filtración en el talud cuando la línea de saturación coincide con la superficie del terreno a una distancia x del pie del talud (HOEK y BRAY, 1977). Cort. de Inst. of Min. and Metal.

Figura 1.21. Esquema bidimensional para la aplicación de método de Hoek (tomado de Ayala, 1991).

Se utilizan los ábacos de Hoek (figuras 1.22 y 1.23), tomados del libro original: Hoek, E. and Bray, J.W. (1981), ROCK SLOPE ENGINEERING, I.M.M. Ed: Chapman & Hall London.

El procedimiento para calcular FS, conocidos el peso específico γ, la altura H, el ángulo del talud ψ_t, la cohesión c y la fricción del material φ, consiste en:

a) Seleccionar el ábaco representativo del nivel de saturación del terreno: según x/H, existiendo 5 niveles de humedad.

b) Calcular el valor del número adimensional:

$$\frac{c}{\gamma H \tan \varphi}$$

c) Entrar desde la periferia del ábaco por el radio que indica este valor hasta cortar el ángulo del talud (slope angle). Desde dicho punto salimos hacia la izquierda en horizontal para encontrar el valor de la relación:

$$\frac{\tan \varphi}{FS}$$

De la que despejamos el factor de seguridad, obteniendo así su valor.

Resolvamos un ejemplo para γ = 20 kPa, H = 10 m, ψt= 50º, c = 0,8 t/m2 , φ = 25º con terreno saturado. Como seguramente se nos cae, por inexpertos, miremos a ver qué altura admite procediendo al revés, es decir con FS=1.

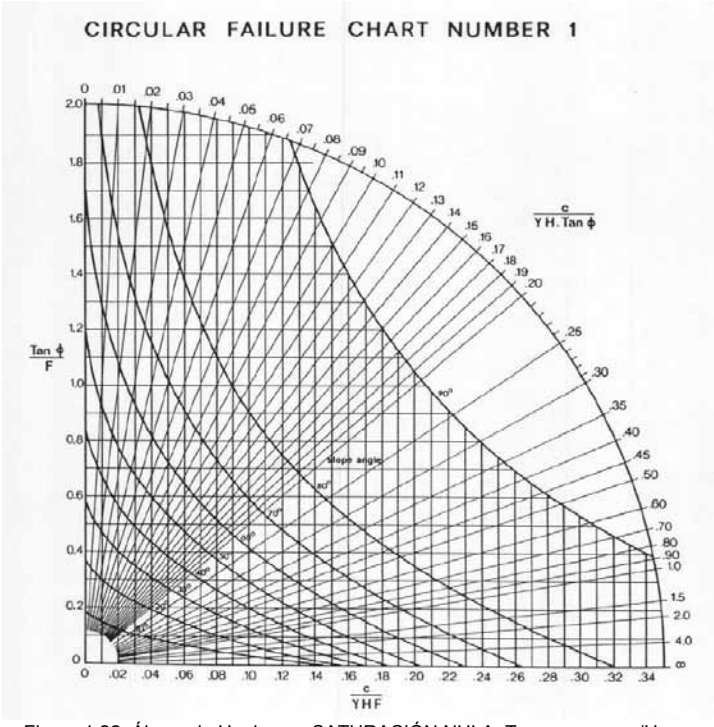


Figura 1.22. Ábaco de Hoek para SATURACIÓN NULA: Terreno seco. x/H = ∞

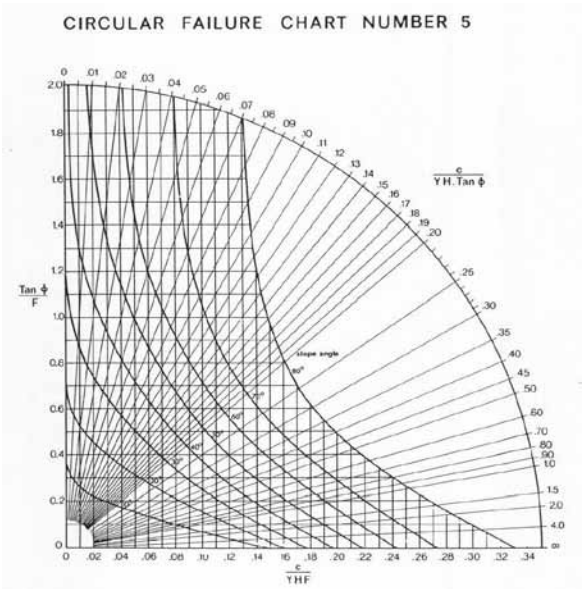


Figura 1.23. Ábaco de Hoek para SATURACIÓN MÁXIMA: Terreno saturado. x/H = 0

Los modelos, programas y envolventes para estudiar las inestabilidades en rocas blandas a diferentes escalas figuran en la Tabla 1.1.

ESCALA	**INESTABILIDADES**	
	ROTURAS CIRCULARES	**ROTURAS COMBINADAS**
BANCO	SLIDE o SLOPE	SLIDE o SLOPE
	MOHR-COULOMB (*)	**MOHR-COULOMB**
EXPLOTACIÓN	SLIDE o SLOPE	SLIDE o SLOPE
	MOHR-COULOMB o HOEK	**VARIAS**

Tabla 1.1. Programas y envolventes para las inestabilidades de rocas blandas a diferentes escalas.

(*) STRAIN-SOFTENING: cuando se supera la resistencia de rotura del material (resistencia de pico)

1.2.1.2. Inestabilidades de taludes excavados en rocas duras

Las rocas duras resisten bien la geometría de los taludes, aunque la presencia de grietas previas, denominadas diaclasas, permiten la formación de grandes bloques que pueden movilizarse hacia el talud de excavación o ladera. Todo depende por tanto de la orientación del diaclasado y de la fricción que se produzca en la junta.

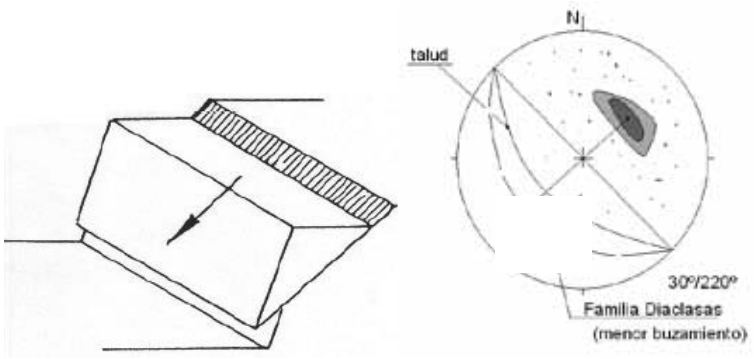


Figura 1.24. Esquema de rotura plana y proyección estereográfica con grietas hacia el talud.

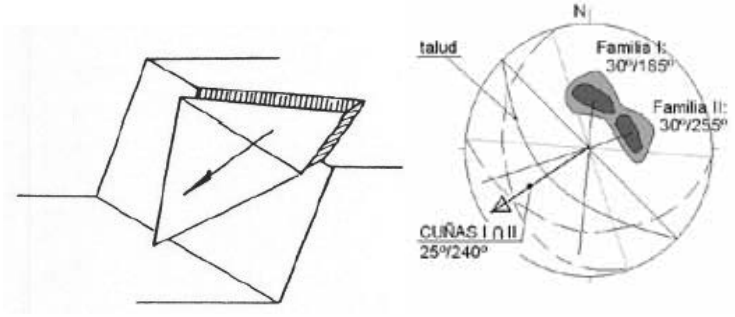


Figura 1.25. Esquema de rotura en cuña con varias familias hacia el talud.

- **Rocas esquistosas o estratificadas. Vuelco de estratos**

Podemos encontrar también diaclasas persistentes con espaciamiento centimétrico, en forma de estratos, que tengan buzamiento hacia el talud. Al ser excavado los estratos pueden abrirse y dar lugar a desprendimiento de parte de los bloques rotos por pandeo, deslizando y volcando.

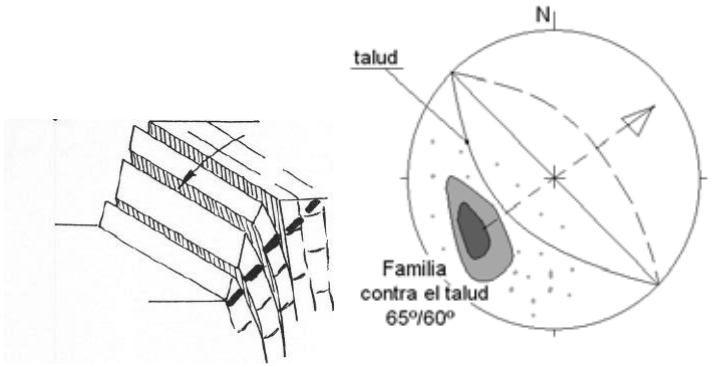


Figura 1.26. Esquema del vuelco de estratos, apareciendo grietas contra el talud.

Se utilizará para su análisis el método de equilibrio límite de bloques (Goodman, 1977) aplicado mediante hoja de cálculo tipo Excel o con asimilación a una rotura plana. Los modelos, programas y envolventes para estudiar las INESTABILIDADES EN ROCAS DURAS a diferentes escalas figuran en la Tabla 1.2.

ESCALA	INESTABILIDADES		
	DESPRENDIMIENTO DE BLOQUES	**DESLIZAMIENTO DE CUÑAS**	**ROTURAS PLANAS**
MÉTRICA	EXCEL o ROCPLANE	SWEDGE	EXCEL o ROCPLANE
	BARTON	**BARTON**	**BARTON**
DECAMÉTRICA	ROCKFALL	SWEDGE	EXCEL o ROCPLANE
	COEFICIENTES DE RESTITUCIÓN DE ENERGÍA	**HOEK (BARTON)**	**HOEK (BARTON)**

Tabla 1.2. Programas y envolventes empleados para inestabilidades estructurales a diferentes escalas, para rocas duras diaclasadas.

- **Estudio de las roturas planas: el modelo de Hoek (1981)**

El modelo de roturas planas permite evaluar la mayor parte de las inestabilidades, utilizándolo también en el caso de cuñas, sin más que considerar la recta intersección de las diaclasas que constituyen la cuña, como el plano de rotura inferior, lo que resulta conservador.



Figura 1.27. Pérdida de un talud excavado por rotura plana.

La GEOMETRÍA del modelo viene dada por los siguientes parámetros:

- Altura del talud, H
- Ángulo de talud, ψ_t
- Buzamiento del plano de rotura, ψ_p
- Superficie por metro de anchura de talud, A
- Profundidad y ángulo de la grieta de tracción, z y δ

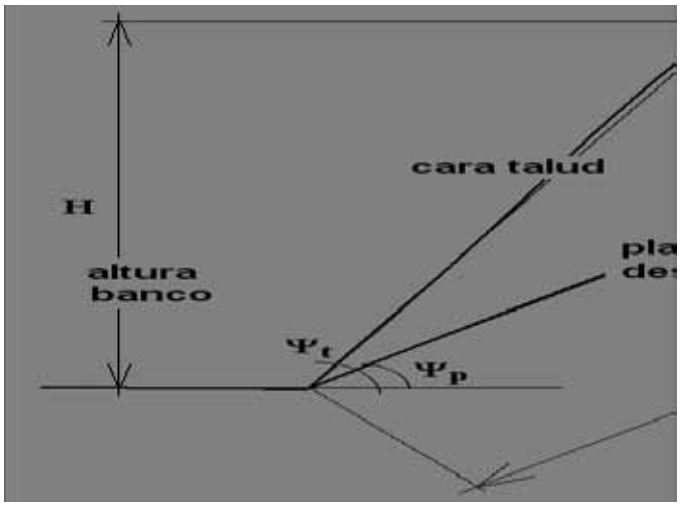


Figura 1.28. Esquema de la rotura plana: geometría del bloque que desliza en el talud.

Los valores resistentes de la junta, c y φ, se consiguen para la tensión normal en el plano de la junta calculando las equivalentes en las envolventes no lineales de:

- Barton: cuando el plano de deslizamiento coincide con una diaclasa. Roturas de escala métrica en roca normal o de escala decamétrica en rocas muy competentes con grietas muy extensas (mármol)
- Hoek y Brown: cuando la rotura es geométricamente plana pero involucra a roca masiva que ha de romperse para que se produzca el deslizamiento. Roturas de escala decamétrica en roca normal o métrica en roca muy fracturada.

Las fuerzas que actúan sobre el bloque del modelo son de tres tipos:

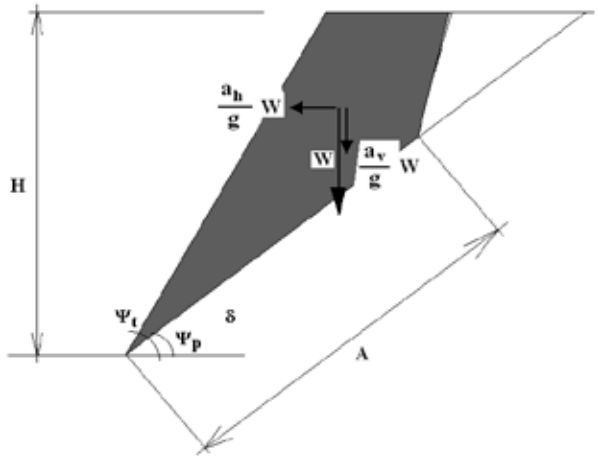


Figura 1.29. Fuerzas en la rotura plana: peso y cargas sísmicas (0,1*g* = magnitud Richter 6).

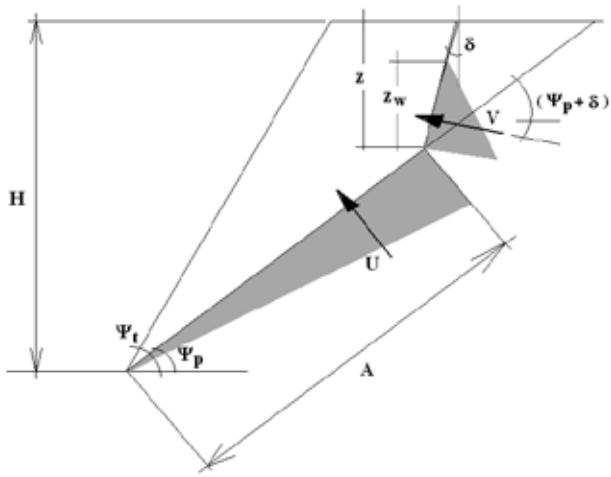


Figura 1.30. Cargas Hidráulicas en la rotura plana.

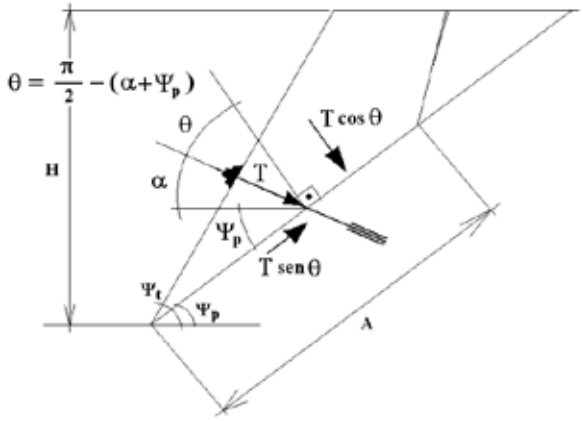


Figura 1.31. Fuerzas en los anclajes.

La ecuación del Factor de Seguridad se obtiene al plantear el equilibrio entre las fuerzas resistentes y las estabilizadoras:

$$FS = \frac{RESISTENCIA\ de\ la\ \ junta\ a\ cizalladura}{tensión\ de\ CIZALLADURA\ EXISTENTE}$$

$$FS = \frac{c' \cdot A + tg\varphi' \cdot \left\{ W \cdot \left[\left(1 + \frac{a_v}{g} \right) \cos\psi_p - \left(\frac{a_h}{g} \right) sen\,\psi_p \right] - U - V\ sen\left(\psi_p + \delta\right) + T \cdot \cos\theta \right\}}{W \cdot \left[\left(1 + \frac{a_v}{g} \right) sen\ \psi_p + \left(\frac{a_h}{g} \right) \cos\psi_p \right] + V \cos\left(\psi_p + \delta\right) - T \cdot sen\ \theta}$$

Es el equilibrio de las fuerzas proyectadas sobre la grieta:

$$FS = \frac{c' \cdot A + tg\varphi' \cdot N}{F_r}$$

1.2.1.3. Protocolo de intervención sobre taludes deslizados

La mejor actuación debería ser preventiva, disponiendo en todos los núcleos de población de un mapa de posibles inestabilidades sobre las zonas pobladas de mayores pendientes, con taludes sobre los edificios o por debajo de los mismos.



Figura 1.32. Pérdida de cimientos por rotura circular en talud.

- **Roturas de tipo Circular**

Pueden a afectar a edificaciones e infraestructuras. Las roturas serán tanto más profundas (más peligrosas) cuanto más arcilloso sea el talud y tanto más superficiales cuanto más arenoso.

1. Antes de actuar sobre un talud deslizado por efecto de un sismo, habrá que tener en cuenta el área de influencia del material movilizado hacia su pie y hundido en su cabecera, que serán las zonas donde las personas estarán sometidas a riesgo. Como regla general la dimensión del área a proteger será del orden de la altura del talud en estas dos localizaciones.

2. El material de un talud deslizado a causa de un sismo, actúa como una balanza que retorna a la horizontalidad, quedando de forma más favorable al equilibrio. El material se acumula en la parte baja haciendo de tope para nuevos movimientos. Repeticiones del sismo afectarán más fácilmente a la zona de cabecera, donde las edificaciones podrían colapsar o quedar descalzadas.

3. Por ese motivo la inspección se debe centrar en esta zona alta, buscando grietas y la apertura de estas grietas dará una indicación de la mayor probabilidad de desequilibrios en estas zonas. La posibilidad de lluvias posteriores puede activar el deslizamiento por empuje hidráulico en las zonas de grieta.

4. La corrección, en emergencias, consiste en apilar peso en la base de talud, lo que se suele conseguir colocando bloques de escollera y grava en su dorso.



Figura 1.33. Refuerzo de emergencia en base de talud deslizado.

- **Desprendimientos y deslizamiento de bloques**

El movimiento sísmico puede desencadenar la caída de bloques sobre viviendas e infraestructuras. En el caso de viviendas habrá que comprobar que los bloques son estables y que no han quedado en posición precaria. Habrá que inspeccionar la fuente para ver si una réplica podría provocar nuevos desprendimientos.

Se utilizarán máquinas excavadoras lo más grandes que se pueda con objeto de que dispongan de gran alcance y en las labores de saneo de bloques el operador no corra riesgo, sino que trabaje lateralmente.

En caso de que no se disponga de medios para acceso, se protegerán las viviendas mediante empalizadas de madera preparadas mediante rollizos, tablones y cuerdas.

En el caso de infraestructuras el peligro es de colisión de vehículos con bloques que pudieran invadir la calzada, por lo que se recorrerán las carreteras afectadas a velocidad moderada. Como medida de prevención, se prepararán las señales de desprendimientos en las zonas acotadas con riesgo, previamente a los sismos, para ello deberán estar acompañadas de advertencias y limitación de velocidad.



Figura 1.34. Desprendimiento de bloques sobre autovía.



Figura 1.35. Uso de equipos de largo alcance para excavación y saneo.

1.3. MICROZONACIÓN SÍSMICA

En 2005 se adoptó la Hyogo Framework for Action 2005-2015: Building the Resilience of Nations and Communities to Disasters (HFA), una estrategia de aplicación global que promueve un marco estratégico y sistemático de reducir la vulnerabilidad y el riesgo, estableciendo cinco prioridades de acción para incrementar la resiliencia. La segunda de estas

prioridades, promovida por Naciones Unidas a través de la International Strategy for Disaster Reduction (ISDR), es “Conoce los riesgos y Actúa”. Dentro de esta acción, se insta a los Países, Regiones y Ciudades a la identificación, evaluación y vigilancia de peligros y riesgos, y a desarrollar sistemas de alerta temprana para prever los peligros naturales y amenazas relacionados, cuando sea posible, y a garantizar que estos sistemas estén bien integrados en la toma de decisiones y los sistemas de gestión de emergencias.

Los programas de reducción del riesgo sísmico son necesarios en aquellas zonas en las que ocurren o han ocurrido terremotos destructores, sobre todo en aquellas áreas urbanas que tienen una amenaza alta, ya sea por estar ubicadas cerca de zonas fuente donde ocurren terremotos de magnitud alta, por existir unas condiciones geológicas desfavorables que incrementan la sacudida sísmica, y/o por tener un parque inmobiliario muy susceptible a sufrir daños en caso de terremotos (aún con terremotos de magnitud moderada).

La concentración de la actividad humana en núcleos de población implica una concentración de los elementos en riesgo, para los que resultan totalmente insuficientes los estudios “tradicionales” de peligrosidad sísmica a escala nacional. Por ello, son imprescindibles estudios específicos fundamentados en el análisis detallado de fuentes próximas y medidas “in situ” que tengan en cuenta los efectos locales, la interacción suelo–estructura y el comportamiento dinámico de las estructuras allí construidas. Este tipo de estudios merecen una atención prioritaria con miras a cualquier plan de prevención, mitigación y gestión del riesgo símico.

La evaluación precisa de la peligrosidad sísmica a escala urbana exige la realización de estudios de detalle en los que se tenga en cuenta la influencia del efecto diferencial del suelo. Es lo que se conoce como Microzonación Sísmica, y el objetivo último es determinar para cada tipo de suelo la respuesta en superficie a la excitación sísmica. En base a los resultados se puede estimar la distribución de intensidades sísmicas en terremotos futuros para una gestión eficaz del riesgo, y se pueden definir los condicionantes sísmicos necesarios para la ordenación territorial urbana de la zona.

Se ha comprobado que el movimiento del suelo durante un terremoto puede ser amplificado por las condiciones locales del terreno (p.e., Aki, 1993; Bard, 1999) y son muchos los ejemplos de terremotos destructores donde la geología superficial de un área urbana ha influido de manera notable en el nivel de la sacudida sísmica, amplificando ciertos rangos de frecuencias (Seed et al., 1985; Towhaka y Roteix, 1988; Field, 1996), por lo que la distribución de los daños ocasionados por un terremoto está fuertemente influenciada por las características dinámicas del suelo, sobre todo en el rango de periodos que coincide con el periodo de vibración de las estructuras dañadas (Seo, 1994, Navarro et al., 2000, 2007, 2008a).

Tal es la importancia de la influencia del suelo en la modificación de las características de la acción sísmica, que entre las mejoras introducidas recientemente en los códigos sísmicos de construcción figuran la inclusión de nuevos tipos de suelos y la de parámetros ligados a la amplificación sísmica debido a ellos (p.e., NEHRP 2003; EUROCODIGO-8; NCSE-02).

La propuesta que se plantea es la obtención de mapas de microzonación sísmica, integrando datos geológicos, sísmicos e ingenieriles, que puedan servir como base para la preparación de planes de prevención de desastres sísmicos a escala local, y hacer recomendaciones para la mitigación del riesgo sísmico, entendiendo como tal, cualquier acción preventiva que se toma antes de la ocurrencia de un terremoto, intentando reducir sus consecuencias.

A continuación se justifica la metodología a utilizar y se muestran ejemplos de resultados obtenidos en otros estudios de microzonación sísmica.

1.3.1. ASPECTOS GEOLÓGICOS

Una forma aproximada de ver el efecto amplificador de los terrenos sueltos subyacentes en estudios de Microzonación Sísmica es clasificar los suelos en familias de propiedades similares ante la excitación dinámica (Alcalá et al., 2002, 2013). De este modo, el incremento de la intensidad sísmica puede relacionarse, por ejemplo, con la dureza de los suelos (valor N-SPT y densidad) y/o por la velocidad de las ondas de cizalla (Vs) (figura 1.36, Tiedemann, 1992; Tabla 1.3, Borcherdt, 1994).

La figura 1.37 muestra los resultados obtenidos en el estudio de microzonación sísmica de la ciudad de Lorca (Murcia, España), donde se muestra la cartografía geológica de la ciudad a escala 1:10.000 (Alcalá et al., 2013; Navarro et al., 2013), en la cual se identifican hasta 17 litologías diferentes. En la figura 1.38 se muestra un perfil geológico A-A' (ver figura 1.37) deducido de la cartografía geológica, usando datos geotécnicos, sondeos eléctricos verticales, perfiles sísmicos de refracción y ensayos SPAC de medidas de ruido ambiental (SP1 a SP11 en la figura 1.37). (Alcalá et al., 2013; Navarro et al., 2013).

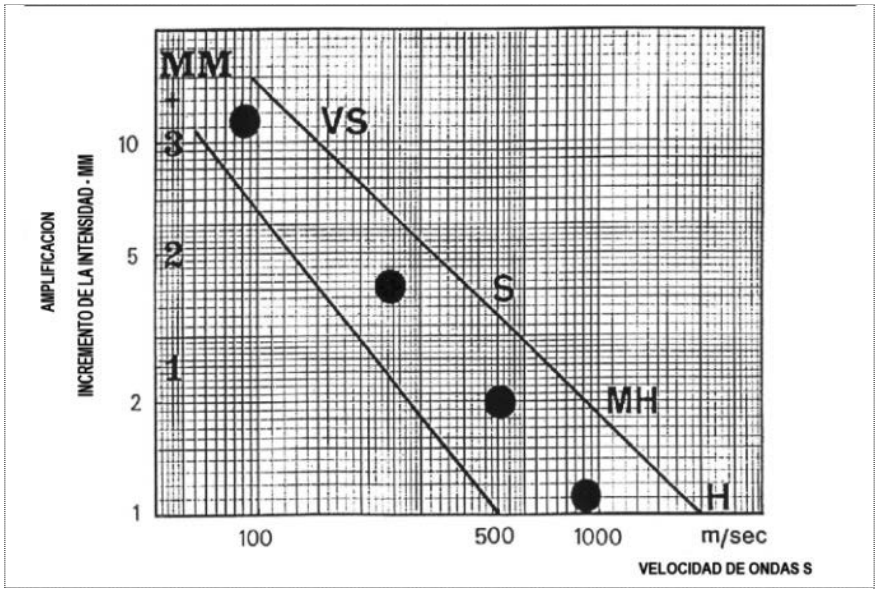


Figura 1.36. Incremento de la intensidad MM en función de los distintos tipos de suelos. H = Duros (roca homogénea), MH = medio duros (rocas blandas y depósitos aluviales secos compactos), S = blandos (depósitos aluviales con poca agua), VS = muy blandos (rellenos y depósitos aluviales blandos con capa freática cercana a la superficie).

TIPO DE SUELO	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN						
Nombre	Descripción general	Velocidad media de corte (m/s)			Espesor (m)	S
		Mínima	Promedio	Máxima	Mínimo	
SC- I	ROCA FIRME Y DURA					
SC- Ia **A**	Roca dura (ej. roca metamórfica con fracturas muy extendidas)	1400	1620			0.9
SC- Ib **B**	Roca firme a dura (p.e., Granito, roca ígnea, conglomerados, areniscas y esquistos cercanas y más espaciadas entre sí)	700	1050	1400		1.0
SC- II **B**	SUELOS PEDREGOSOS Y ROCA DE BLANDA A DURA Roca blanda sedimentaria ígnea, areniscas, esquistos, gravilla. Suelos con >20% gravilla	375	540	700	10	1.3
SC- III **C**	ARCILLAS CONSISTENTES Y SUELOS ARENOSOS (p.e., Arenas de consistencia de suave a densa, margas y arcillas arenosas, arcillas de consistencia suave a dura y arcillas sedimentarias (N>50))	200	290	375	5	1.6
SC- IV **D**	SUELOS BLANDOS	100	150	200		
SC- IVa D1	SUELOS NO ESPECÍFICOS (relleno suelo sumergido, arcillas muy blandas (N<1) y arcillas sedimentarias de espesor <37m)				3	2.0
SC- IVb **E**	SUELOS ESPECÍFICOS (suelos susceptibles de licuefacción, arcillas altamente orgánicas, arcillas de un alto grado de plasticidad y suelos blandos con más de 37m de espesor)				3	2.0

Tabla 1.3. Clasificación del terreno propuesta por Borcherdt, 1994.

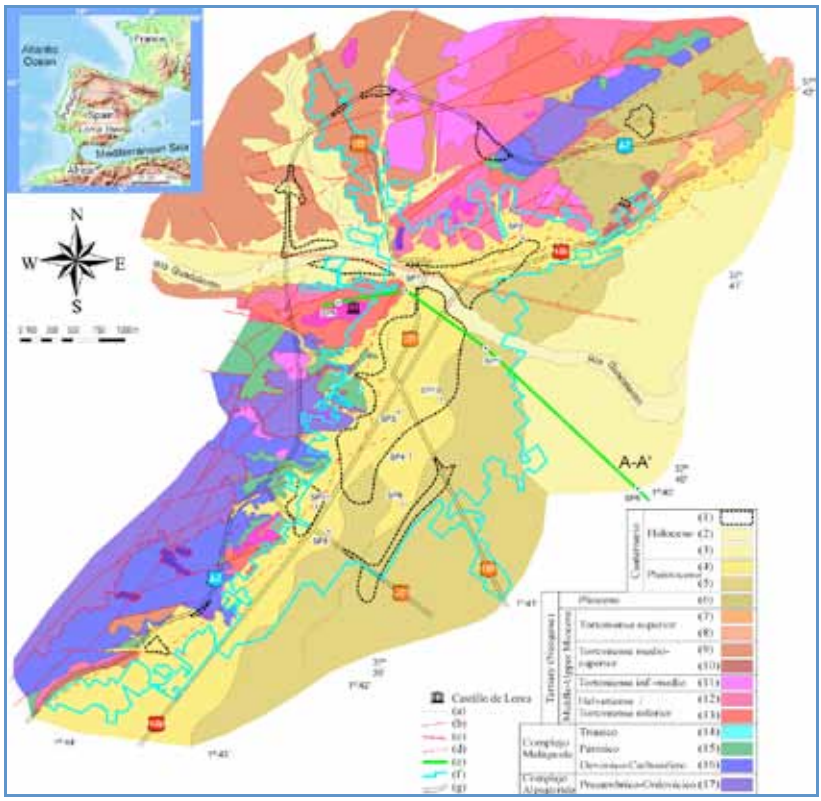


Figura 1.37. Cartografía geológica de ciudad de Lorca a escala 1:10.000.

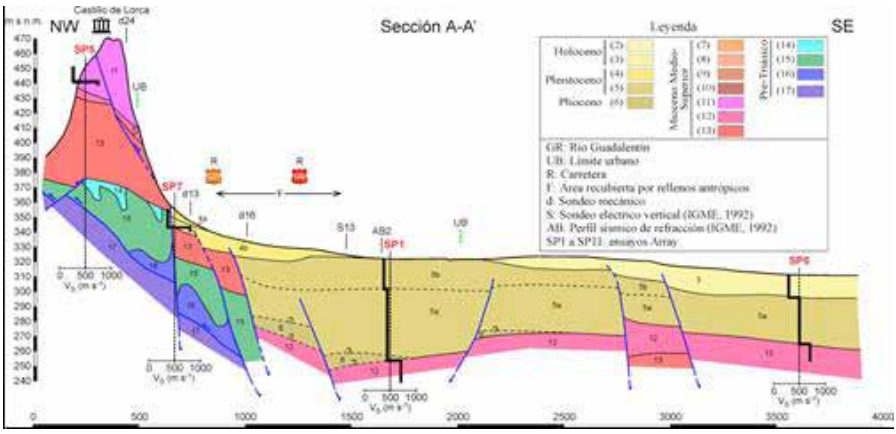


Figura 1.38. Perfil geológico A-A' (ver Figura 1.37) deducido de la cartografía geológica a escala 1:10.000, datos geotécnicos, sondeos eléctricos verticales, perfiles sísmicos de refracción y ensayos SPAC (SP1 a SP11 en la Figura 1.37).

1.3.2. LOS MÉTODOS SÍSMICOS

La investigación sísmica, se basa en la generación, a través de una fuente controlada, de ondas elásticas (también denominadas ondas sísmicas) que se propagarán a través del subsuelo. Un conjunto de elementos distribuidos en superficie (geófonos) captará las diferentes llegadas de las ondas, permitiendo medir los tiempos de llegada de los diferentes frentes de onda, en relación al instante de disparo de la fuente. Esta información puede ser transformada en valores de profundidad, proporcionando un cartografiado sistemático de las discontinuidades geológicas que conforman el subsuelo. En este mismo sentido, los métodos sísmicos se emplean para obtener información geotécnica del subsuelo justificando su interés para llevar a cabo estudios en medio urbano. Esta información ayudará a prever el comportamiento del terreno ante un evento sísmico y su afección a las infraestructuras que sobre él se encuentran. Para llegar a esta información se parte de la obtención de los valores de velocidad de propagación de las ondas Rayleigh (Vs) como parámetro que está directamente relacionado con la consistencia del terreno; y más concretamente la obtención del valor medio de los valores Vs para los 30 metros más superficiales del terreno, conocidos como Vs30. Esta variable constituye un parámetro universalmente aceptado para la clasificación de suelos, según las normas de la IBC (*International Building Code*). Antes de abordar el método sísmico MASW, que es una técnica clave en los estudios de microzonación sísmica, es conveniente presentar en los siguientes apartados, de una forma simplificada, la terminología y los conceptos propios de las investigaciones sísmicas.

1.3.3. LAS ONDAS SÍSMICAS

Hay dos grupos de ondas sísmicas, las ondas volumétricas y las ondas superficiales.

- **Ondas volumétricas**

Pueden ser de dos tipos: ondas de compresión y ondas de cizalladura. Las ondas de compresión también reciben otros nombres como ondas longitudinales, ondas primarias u ondas P.

Las ondas de cizalladura, ondas secundarias u ondas S. Estas ondas se caracterizan por propagarse según una deformación cortante, en un sentido perpendicular a la dirección de propagación.

También se tiene que destacar que las ondas volumétricas mantienen todas las frecuencias al propagarse por un determinado material a la misma velocidad, es decir son ondas no dispersivas (Reynolds, 1997).

- **Ondas superficiales**

Son aquellas que no son capaces de penetrar a cierta profundidad del subsuelo, viajando el frente de ondas sólo de manera superficial. A ellas pertenecen las ondas Rayleigh y las ondas Love. Las ondas Rayleigh viajan a través de la superficie libre del terreno. Al ser ondas que deforman a cizalladura, su propagación exigirá que el medio sea sólido. Son ondas dispersivas, variando la forma de su onda, debido a la variación de las frecuencias contenidas al viajar por medios de diferentes velocidades. Esta dispersión se le atribuye al cambio de velocidad que experimenta el terreno con la profundidad. Esta interesante característica ya se está aprovechando para generar ondas de superficie con el golpe de una maza y analizar la resistencia de los materiales en zonas someras para fines de ingeniería civil. Destacar que los estudios de microzonación sísmica tienen en cuenta la medida de la velocidad de propagación de las ondas Rayleigh debido a sus características dispersivas que no se presentan en las ondas volumétricas.

1.3.4. VELOCIDAD DE LAS ONDAS SÍSMICAS EN LOS MATERIALES

La Tabla 1.4 nos muestra como la velocidad de las ondas sísmicas, difiere de unas rocas a otras y esto es algo importante para poder relacionar diferentes tipos de materiales a los valores de velocidad obtenidos con la investigación sísmica. Así, el conocimiento sobre las velocidades de las ondas P y S en los materiales es fundamental para poder obtener indicaciones fiables sobre la litología de las rocas y, en ciertos casos, conocer la naturaleza de los fluidos contenidos en sus poros.

Tipo de Material	V_p (m/s)
Materiales sin consolidar	
Arena (seca)	200 - 1000
Arena (saturada)	1500 - 2000
Arcilla	1000 - 2500
Arcilla glaciar (en inglés, "*Till*")	1500 - 2500
Permafrost	3500 - 4000
Rocas sedimentarias	
Areniscas	2000 - 6000
Areniscas del Terciario	2000 - 2500
Areniscas del Carbonífero	4000 - 4500
Cuarcitas del Cámbrico	5500 6000
Calizas	2000 - 6000
Creta (en inglés, "*chalk*") del Cretácico	2000 - 2500
Oolitas del Jurásico y calizas bioclásticas	3000 - 4000
Calizas del Carbonífero	5000 - 5500
Dolomías	2500 - 6500
Sal	4500 - 5000
Anhidrita	4500 - 6500
Yeso	2000 - 3500
Rocas metamórficas/ígneas	
Granito	5500 - 6000
Gabro	6500 - 7000
Rocas ultramáficas	7500 - 8500
Serpentinita	5500 - 6500
Fluidos de poros	
Aire	300
Agua	1400 - 1500
Hielo	3400
Petróleo	1300 - 1400
Otros materiales	
Acero	6100
Hierro	5800
Aluminio	6600
Hormigón	3600

(Fuente: Kearey *et al*., 2002) PMP2007

Tabla 1.4. Velocidades de la onda P para diferentes materiales.

En cuanto a la obtención de la velocidad de las ondas S, ésta es más compleja, debido al hecho, de que no pueden progresar a través de los espacios vacíos de las rocas. Sin embargo, esta propiedad indica, que depende completamente de las características de la matriz rocosa, haciéndola muy interesante, puesto que, cuando los valores de la velocidad de las ondas P y S, sean conocidas, para una roca, se puede estimar las variaciones en el contenido de fluido de sus poros. Esta capacidad es aprovechada actualmente, en la exploración de hidrocarburos, para poner de manifiesto la presencia de gas en ciertas formaciones rocosas profundas.

1.3.5. FUENTES GENERADORAS DE ENERGÍA SÍSMICA

Actualmente, en investigaciones sísmicas, se emplea un amplio abanico de dispositivos que actúan como fuentes generadoras de energía sísmica. Así, cualquiera de las fuentes sísmicas, que se emplean en investigaciones sobre el terreno, se pueden encuadrar en una de las siguientes categorías: caídas de pesos, explosivos y vibradores.

- **Explosivos**

Los explosivos se detonan dentro de sondeos de poca profundidad. El término explosivo, se aplica a productos como las dinamitas y también a rifles, o escopetas. Los verdaderos explosivos, están compuestos por cordón detonante y los productos envasados de nitrato amónico.

El uso de las escopetas sísmicas tiene ya un uso extendido para investigaciones someras. La energía que proporciona este tipo de fuentes es superior a la que produce el martillo y, supera a otras fuentes de importancia, como es la caída de grandes pesos. Estas escopetas se introducen en un pequeño barreno y emplean pequeños cartuchos, que en algunos casos pueden ser de fogueo.

- **Caída de pesos**

El ejemplo más simple de caída de pesos, es el empleo de un martillo de golpeo. Este martillo puede pesar entre 5.4 kg y 10 kg, y es golpeado contra una pequeña chapa metálica colocada sobre el suelo. Con buenas condiciones, un martillo de golpeo, puede llegar a profundidades de investigación de 50 metros (Burger, 1992). Los otros dispositivos de caída de pesos, pueden tratarse de grandes camiones que, dejan caer desde una altura de 2 o 3 metros un bloque de acero, que puede llegar a alcanzar las 2 o 3 toneladas (Orche, 2001).

- **Vibradores**

Los vibradores son las fuentes sísmicas no explosivas más comunes en investigaciones sísmicas de reflexión, por el hecho, de alcanzar grandes profundidades de investigación (varios kilómetros). Consisten en sistemas de vibración transportados por grandes vehículos.

1.3.6. ELEMENTOS DE DETECCIÓN Y REGISTRO DE LAS ONDAS SÍSMICAS

Básicamente, todo sistema sísmico de adquisición estará compuesto por tres tipos de unidades principales: detección, o captación, del movimiento del terreno, acondicionamiento de la señal proveniente de las unidades de captación y, por último, registro apropiado de la señal acondicionada.

- **Geófonos**

Son los dispositivos, en tierra, que detectan la llegada del frente de ondas elástico; estos captadores sísmicos son de pequeño tamaño y de diseño simple, pero bastante resistentes.

Cuando el terreno sufre un movimiento, debido al paso de un tren de ondas elásticas, producirá un voltaje en el geófono que es enviado al equipo de medida (sismógrafo) como señal eléctrica.

Los geófonos se suelen disponer alineados, regularmente espaciados, en número de 12, 24, 48 o 92 unidades. La respuesta de cada geófono es enviada a un equipo de amplificación de la señal y registro a través de un cable sísmico multi-conductor. Cada geófono se conecta al cable a través de pinzas.

- **Sismógrafos**

Son los equipos de registro donde se almacena la señal amplificada y registrada, almacenándose en forma analógica (los equipos más antiguos) o digital (la mayoría de los equipos actuales, gracias al convertidor A/D).

El sismograma viene compuesto por las trazas sísmicas, que son las respuestas de cada uno de los geófonos. Estas trazas, representan las diferentes llegadas de la onda elástica a cada uno de los geófonos y se representan con un sombreado del área variable para facilitar el reconocimiento de las reflexiones.

1.3.7. ASPECTOS RELEVANTES DE LA MICROZONACIÓN SÍSMICA

La microzonación sísmica, de forma simplificada, se puede decir que consiste en la división de una población en pequeñas regiones geográficas caracterizadas por distintos comportamientos del terreno ante la ocurrencia de un sismo. La microzonación sísmica es un elemento esencial para la reducción del riesgo sísmico ya que permite seleccionar los diseños más adecuados en cada caso para la construcción de nuevas edificaciones.

- **El parámetro Vs30**

En numerosos estudios de zonificación sísmica (Boore et al. 1993; Anderson et al. 1996; Castro et al. 1997; Park y Elrick 1998) se emplea el Vs30 como parámetro fundamental.

Se denomina Vs30 al valor promedio de la velocidad de las ondas de cizalla en los primeros 30 metros de terreno. Es un parámetro importante ya que a partir de él se definen las categorías de suelo en el Código Internacional de la Edificación (IBC2000, Tabla 3) adoptadas por el NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program). Según esta clasificación, el tipo de suelo puede ser dividido en cinco categorías (desde la A para un terreno de roca dura hasta la categoría E para un suelo blando, Tabla 1.5).

Clase	Descripción	V_S^{30} (m/s) (IBC2000)
A	Roca dura	> 1500
B	Roca medio dura	760 - 1500
C	Suelo duro y/o roca blanda	360 - 760
D	Suelo medio a blando	180 - 360
E	Suelo blando	< 180

Tabla 1.5. Definiciones de las clases de suelo según el parámetro Vs30.

- **Efectos de amplificación de sitio**

Cada tipo de terreno presenta un comportamiento diferente cuando es sometido a las vibraciones propias de un terremoto y por lo tanto es determinante conocer de manera precisa la forma en que el terreno va a reaccionar al paso de las ondas sísmicas para, de este modo, poder predecir el efecto en los edificios que se apoyan sobre él.

Los fenómenos de amplificación de sitio dependen de varios factores: potencia y composición de sedimentos, velocidad de las ondas de cizalla, densidad y atenuación de las distintas capas.

Existe una relación de carácter no lineal entre las propiedades mecánicas de los suelos y los fenómenos de amplificación de sitio. Uno de los factores más importantes es la relación entre la velocidad de las ondas de cizalla en las capas de sedimentos más profundas y la velocidad de las ondas S en la superficie. La amplificación calculada de manera analítica está relacionada de manera casi lineal con este parámetro. De esta manera, conociendo la distribución de velocidades de ondas S desde la superficie hasta la base de la capa de sedimentos se pueden obtener modelos numéricos que representen la amplificación teórica del suelo que se produciría durante un terremoto. Así, calculando el promedio de la velocidad de las ondas de cizalla desde la superficie hasta una profundidad de 30 metros se puede obtener una estimación aproximada de los fenómenos de amplificación del suelo.

- **Estructura del terreno en función de la velocidad de cizalla**

A partir de la clasificación NEHRP de 1994, la velocidad media de ondas de corte (ondas S) en los primeros 30 m (Vs30) ha sido adoptada en los códigos sísmicos (p.e., Eurocódigo-8 (EC8); Norma Sísmica Española (NCSE-02)) como un parámetro representativo de la respuesta sísmica del suelo (Tabla 1.6).

La propuesta que se plantea es pues realizar una clasificación de los suelos según su respuesta sísmica a partir de la determinación de la velocidad de las ondas de corte (Vs) para cada tipo de suelo, mediante relaciones empíricas con los valores N de los ensayos de penetración estándar (p.e. Imai, 1981; Kokusho, 1987), obtenidos a partir de estudios geotécnicos, mediante los criterios de Borcherdt (1994) y, de forma determinista, a partir de medidas de ruido ambiental.

Desde su introducción en los trabajos de Aki (1957), las medidas de ruido ambiental han demostrado ser efectivas en la determinación de la estructura superficial del terreno. Recientemente, el uso de redes locales (arrays) de sensores de alta frecuencia se ha popularizado y ha demostrado ser muy útil para la determinación de los parámetros elásticos que caracterizan la estructura superficial del suelo a partir de medidas de ruido ambiental (p.e., García-Jerez et al., 2006, 2008a; Navarro et al., 2008b, 2010, 2013).

El ruido ambiental son vibraciones del terreno de pequeña amplitud (del orden de varios micrómetros) producidas por fenómenos naturales (frentes atmosféricos, reacciones geotérmicas, olas marinas, etc.) y/o fuentes artificiales (tráfico, maquinaria pesada, etc.). Las vibraciones que tienen frecuencias f mayores de 1 Hz son denominadas normalmente ruido ambiental ("microtremors") y aquellas con f < 1 Hz (microsismos). El ruido ambiental se usa en ingeniería sísmica debido a la fuerte relación existente entre las características de éste y el comportamiento dinámico fundamental de las capas más superficiales del terreno.

TIPO DE SUELO			DESCRIPCIÓN GENERAL	V_S^{30} (m/s)			S (PGA)
NEHRP	EC8	NCSE-02		NEHRP	EC8	NCSE-02	
A	A	I	Roca dura	>1500	>800	>750	0.9
B			Roca medio dura	760-1500			1.0
C	B	II	Suelo duro y roca blanda	360-760	360-800	400-750	1.2
D	C	III	Suelo medio a blando	180-360	180-360	200-400	1.4
E	D	IV	Suelo blando	<180	<180	<200	1.8
F	E		Suelos especiales	Licuefac.	Licuefac.		≥ 2.0

Tabla 1.6. Clasificación del suelo en términos de valor medio de velocidad de corte para los primeros 30 m (Vs30) y Factor de amplificación S.

El uso de ruido ambiental como fuente de energía para prospección geofísica, tanto para determinar la estructura de velocidad de cizalla del suelo (Vs) como su comportamiento dinámico en términos de período predominante (TP), es una metodología pasiva y no agresiva con el entorno, por lo que su aplicación es especialmente recomendable en áreas urbanas.

El método SPAC (Spatial Autocorrelation Method) ha sido probado como un método de cálculo riguroso para determinar las velocidades de propagación de las ondas superficiales (Rayleigh y Love) a partir de registros de las componentes verticales y horizontales del ruido ambiental (García-Jerez et al, 2004, 2008; Navarro et al., 2008b; 2013). La determinación de la estructura de velocidad de cizalla hasta una profundidad superior a 30m se realiza a partir de medidas simultáneas de ruido ambiental, usando una red circular formada por seis sensores de componente vertical, cinco de ellos distribuidos simétricamente a lo largo de una circunferencia de radio R, con un sexto sensor situado en el centro.

Se propone realizar mediciones de ruido ambiental en puntos del área urbana de la ciudad a estudiar, situados en diferentes condiciones de suelo. En cada punto se proponen 3 medidas de 30 minutos de registro con diferentes radios, los cuales dependerán del espesor previsto de sedimentos a muestrear y de la superficie utilizable en cada punto. En cada caso, la señal será muestreada a 100 Hz.

La inversión de las curvas de dispersión de las velocidades de propagación de las ondas Rayleigh cR(T) de corto período (figura 1.39) permitirá obtener el modelo de velocidad de corte (figura 1.40) de cada estructura del terreno a profundidades superiores a 30 m, y obtener una microzonación de la ciudad en términos Vs30 (figura 1.41) (p.e., García-Jerez et al., 2007; Navarro et al., 1997, 2010, 2013).

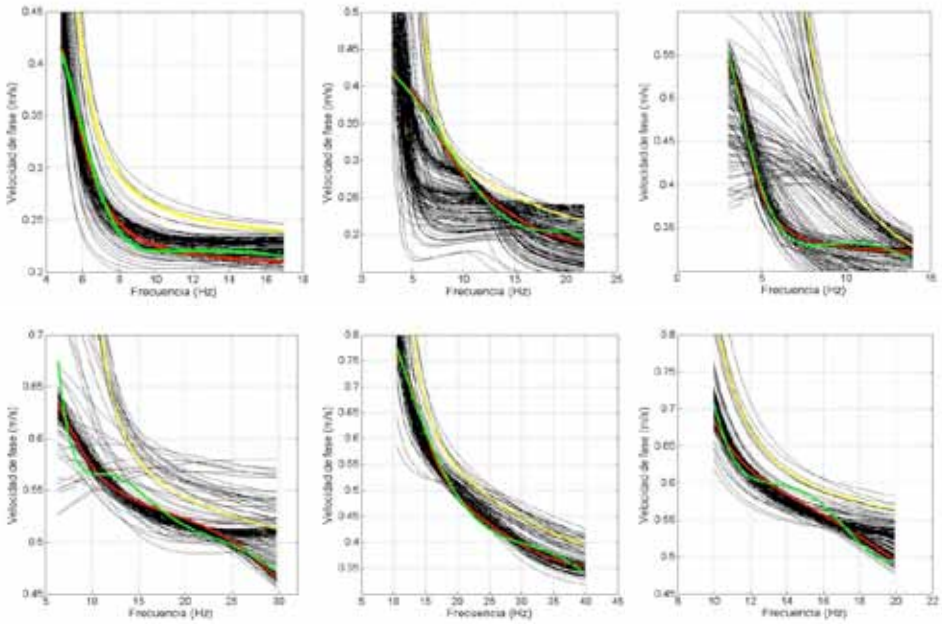


Figura 1.39. Algunos ejemplos de curvas de dispersión obtenidas en la ciudad de Almería (color verde), curva de dispersión obtenida a partir del modelo inicial (color amarillo) y curva de dispersión teórica (color rojo) por el método SPAC (Gaspar-Escribano et al., 2010).

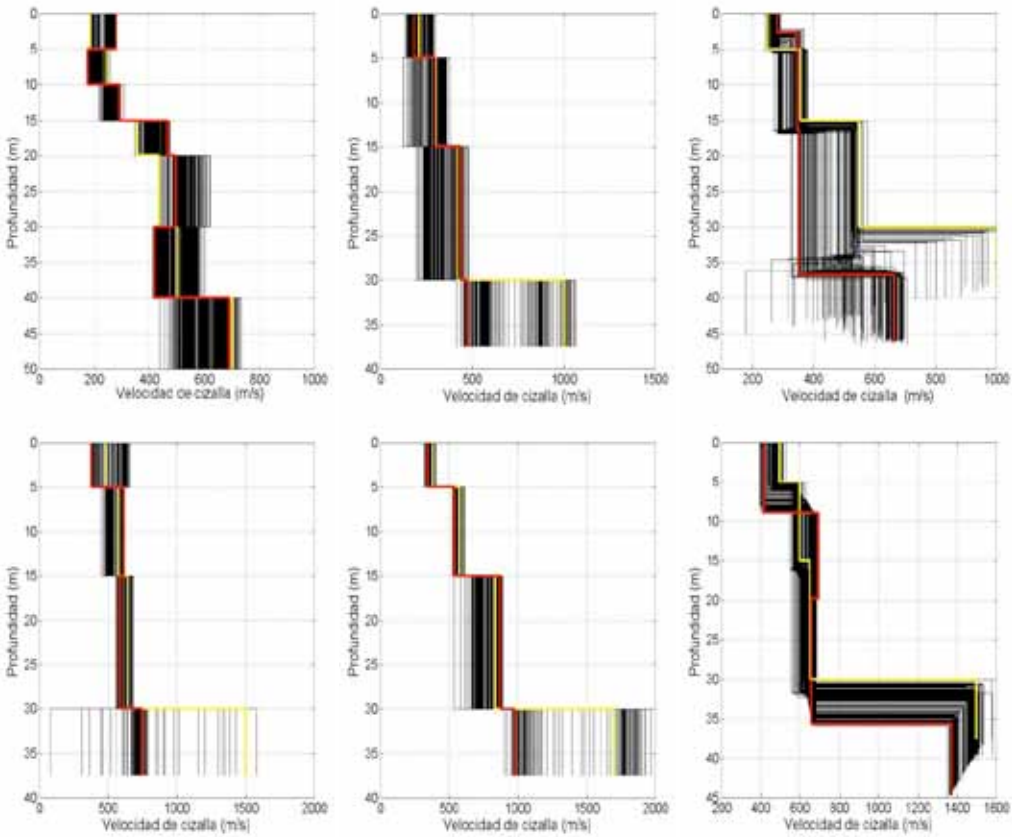


Figura 1.40. Algunos ejemplos de modelos de velocidad de cizalla obtenidos (color rojo) y el modelo inicial utilizado (color amarillo) por el método SPAC.

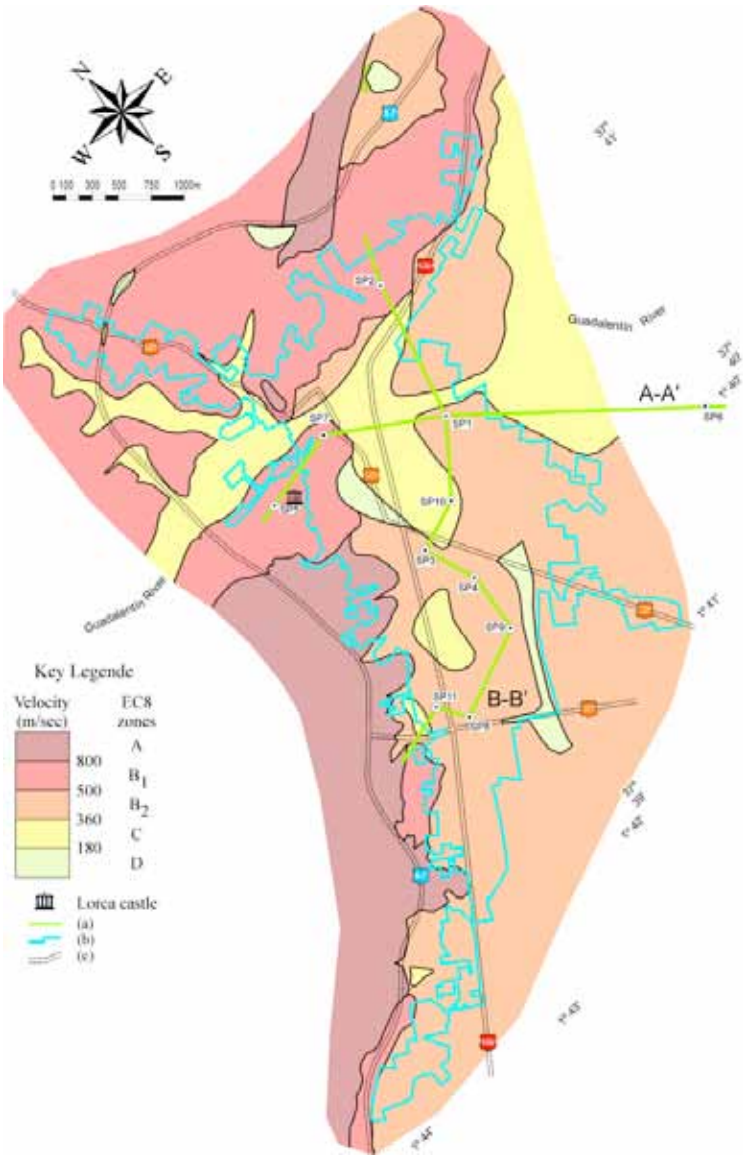


Figura 1.41. Clasificación del suelo en el área urbana de Lorca (Murcia, España) en términos de Vs30 según el Eurocódigo8 (Navarro et al., 2013).

- **Período predominante del suelo**

El terremoto de 1985 Michoacán (México) puso de manifiesto la influencia de los efectos locales en la distribución de la intensidad sísmica y de los daños en las construcciones, particularmente cuando el período predominante del suelo es similar al período natural de las estructuras (Kobayashi et al., 1986). Estas variaciones locales de las condiciones superficiales del suelo pueden conducir a diferencias espaciales de la intensidad y pueden tener una

influencia notable en el nivel del daños, incluso para terremotos moderados (p.e. Navarro et al., 2000; Vidal et al., 2006).

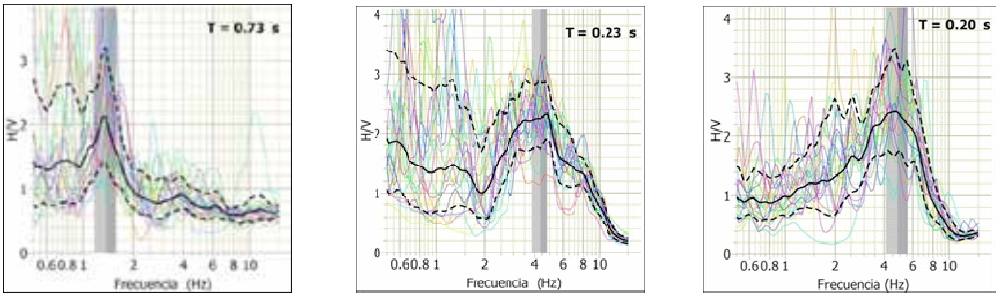


Figura 1.42. Ejemplos de períodos predominantes del suelo en el área urbana de la ciudad de Loja (Ecuador) (Tesis de Grado de Krupskaya Salomé Rivera Romero, noviembre de 2013. Director: Manuel Navarro Bernal.

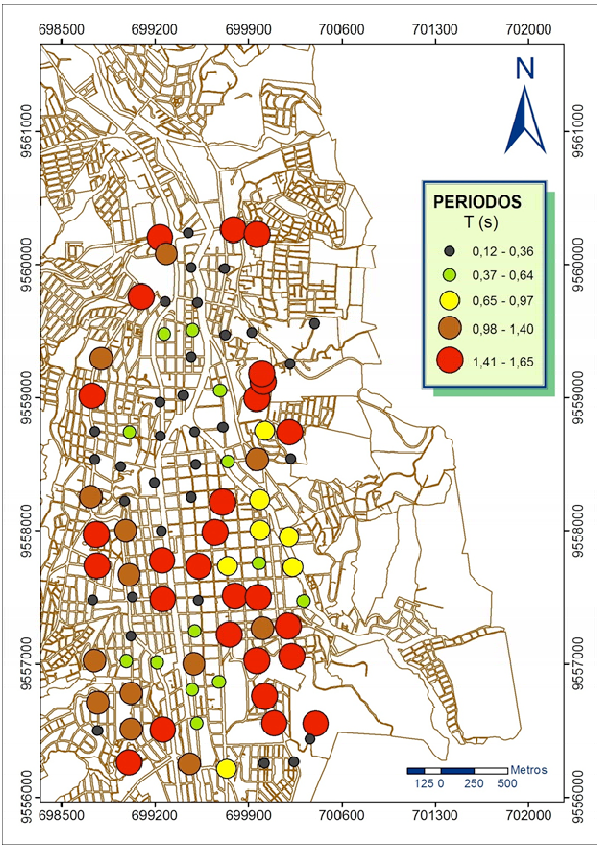


Figura 1.43. Mapa de Periodos Predominantes del suelo en el área urbana de la ciudad de Loja (Ecuador) (Tesis de Grado de Krupskaya Salomé Rivera Romero, noviembre de 2013. Director: Manuel Navarro Bernal).

La existencia de depósitos de materiales sedimentarios no consolidados en la superficie de una estructura geológica puede causar un incremento del riesgo sísmico, debido a la amplificación de la acción sísmica para ciertas bandas de frecuencia, provocadas por el contraste de velocidad entre los materiales "blandos" y el basamento rígido. Una situación especialmente peligrosa ocurre cuando los periodos naturales de los edificios coinciden con estas bandas de amplificación del suelo y se provocan efectos adicionales de resonancia (p.e. Navarro et al., 2000, 2007, 2008b).

Las medidas de ruido ambiental de corto periodo, para caracterizar los efectos de sitio, han sido aplicadas en una gran variedad de entornos sísmicos (p.e. Navarro et al., 2007, 2008b, 2013; Caselles et al., 2010; Gaspar-Escribano et al., 2010; Vidal et al., 2013, 2014a,b; Enomoto et al., 2004, 2010).

El método de la razón espectral H/V del ruido ambiental fue introducido por Nogoshi and Igarashi (1971) y Nakamura (1989) y parte de la hipótesis fundamental de suponer que este cociente presenta un máximo absoluto para la frecuencia a la que el suelo ejerce las mayores amplificaciones del movimiento sísmico. Este método ha sido ampliamente discutido y probado como un método válido, rápido y efectivo (p.e. Konno y Ohmachi, 1998; Bard, 1999; Enomoto et al., 2002) en la determinación del período predominante del suelo, y se ha aplicado en numerosos estudios de microzonación sísmica (p.e. Lermo et al, 1993; Field y Jacob, 1990; Field et al, 1995; Alfaro et al., 2001; Navarro et al., 2001, 2007, 2008b, 2013; García-Jérez et al, 2008b).

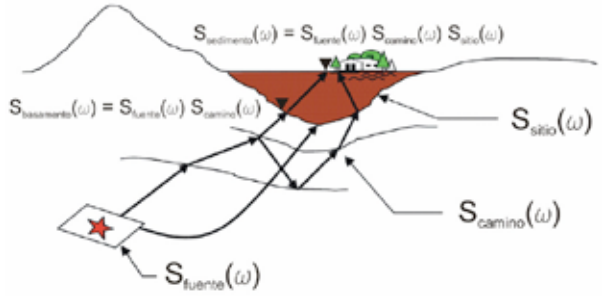
- **Factores de amplificación del suelo**

Los factores de amplificación debido a las condiciones superficiales del suelo se pueden determinar por varios métodos:

Método de la estación de referencia

Para evaluar el efecto de sitio en un punto situado en una estructura sedimentaria sin conocimiento previo de la geometría y propiedades elásticas de ésta, la forma más sencilla es la comparación entre registros sísmicos de un mismo evento en el punto de estudio y en el basamento (o en un afloramiento rocoso suficientemente cercano).

La metodología consiste en calcular el cociente (función de transferencia) entre las amplitudes de los espectros de Fourier en estaciones ubicadas en sedimentos (habitualmente se usan las componentes horizontales) y las correspondientes a la estación de referencia en roca (Borcherdt, 1970; figura1.44). Esta función de transferencia nos informa de las frecuencias en las que el movimiento del suelo sufre amplificación y de los factores de amplificación asociados a cada frecuencia (Singh et al., 1988; Morales et al, 1992).



$$\frac{S_{sedimento}(\omega)}{S_{basamento}} = \frac{S_{fuente}(\omega) \cdot S_{camino}(\omega) \cdot S_{sitio}(\omega) \cdot R(\omega)}{S_{fuente}(\omega) \cdot S_{camino}(\omega) \cdot R(\omega)} = S_{sitio}(\omega)$$

Figura 1.44. Función de transferencia de un estrato de suelo.

- **Función de transferencia teórica 1D del terreno**

Con el fin de obtener la respuesta de sitio característica de cada unidad geológica presente en el área de estudio, las funciones de transferencia son determinadas a partir del método de Thomson-Haskell (Aki y Richards, 2002) para una incidencia vertical de ondas de cizalla SH (figura 1.45). Este método ha sido aplicado en diferentes entornos sísmicos (p.e. Navarro et al., 2008b, 2011; Alguacil et al., 2013).

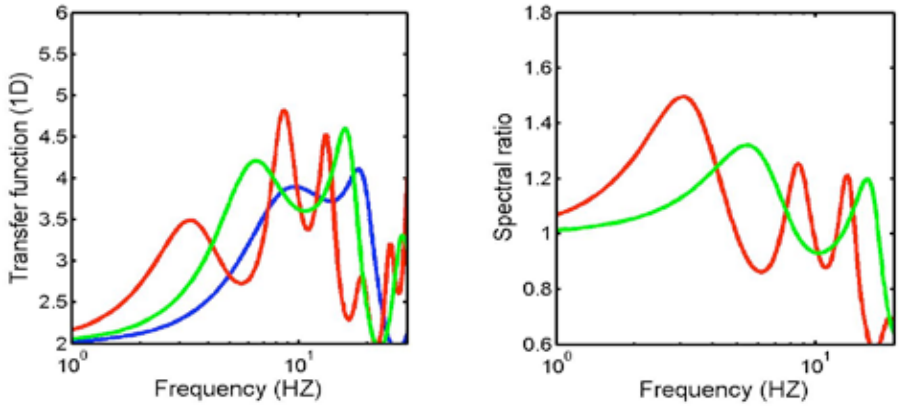


Figura 1.45. Funciones de transferencia para los modelos promedio de 30 metros de profundidad en la ciudad de Granada (Navarro et al., 2011).

- **Medidas continuas de ruido ambiental**

Este método consiste en la realización de medidas continuas de ruido ambiental durante 24 horas, realizadas cada hora, en suelos con diferentes tipologías, y cálculo de la razón espectral H/V para comprobar la estabilidad en el período predominante y en los niveles de amplificación. La razón espectral del promedio de los H/V con respecto al sitio de referencia puede dar una estimación del nivel de amplificación.

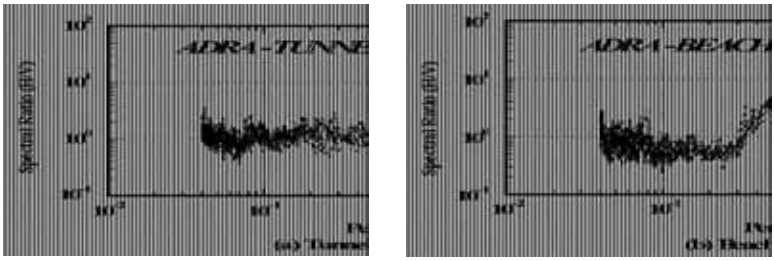


Figura 1.46. Medidas continuas de ruido ambiental en la ciudad de Adra (Almería, España). a) Medidas en el sitio de referencia (roca dura); b) medidas en un punto próximo a la playa (suelo blando) (Navarro et al., 2007).

- **Escenarios de movimiento del suelo**

La intensidad macrosísmica, como indicador de la severidad de la sacudida, debe de estar relacionada con las características físicas del movimiento del suelo. Así se ha considerado expresar la "destructividad" de una sacudida mediante un parámetro obtenido de acelerogramas (p.e. Ambraseys, 1975; Wald et al., 1999).

Desde un punto de vista ingenieril, el movimiento del suelo debe caracterizarse con parámetros de significado físico, que tengan una relación más o menos directa con la acción sísmica sobre las estructuras de edificación y las obras de ingeniería civil.

Los parámetros que definen el movimiento del suelo pueden ser, entre otros:

a) Cinemáticos: como el valor pico de la aceleración del suelo (PGA), el cual es un parámetro fundamental en muchos estudios de peligrosidad (p.e., Karim, & Yamazaki, 2002; Ambraseys et al., 2005); la velocidad pico del suelo (PGV), que es menos evidente su efecto sobre la dinámica estructural, aunque en algunos códigos sísmicos se emplea junto con la PGA para conformar espectros elásticos de respuesta esperados (Basham et al., 1985).

b) Relacionados con la energía: como aceleración típica o eficaz (aRMS), la cual depende de la duración del movimiento del suelo (Alguacil et al., 2013); La intensidad de Arias (IA) propuesta originalmente (Arias, 1970) para el diseño antisísmico de centrales nucleares. La intensidad de Arias está asociada con el potencial de licuefacción y de deslizamientos de ladera (Martínez-Rueda & Tsantali, 2008), pero es de aplicación limitada en el diseño estructural, porque sólo parece correlacionarse bien con la demanda sísmica en estructuras de periodos cortos (Travasarau et al., 2003).

c) Parámetros espectrales: son dependientes de la frecuencia. Los más utilizados son: los espectros de respuesta de aceleración (SA) (figura 1.47a), los espectros de respuesta de velocidad (SV) y los espectros de input de energía (SIE) (1.47b; Alguacil et al., 2013).

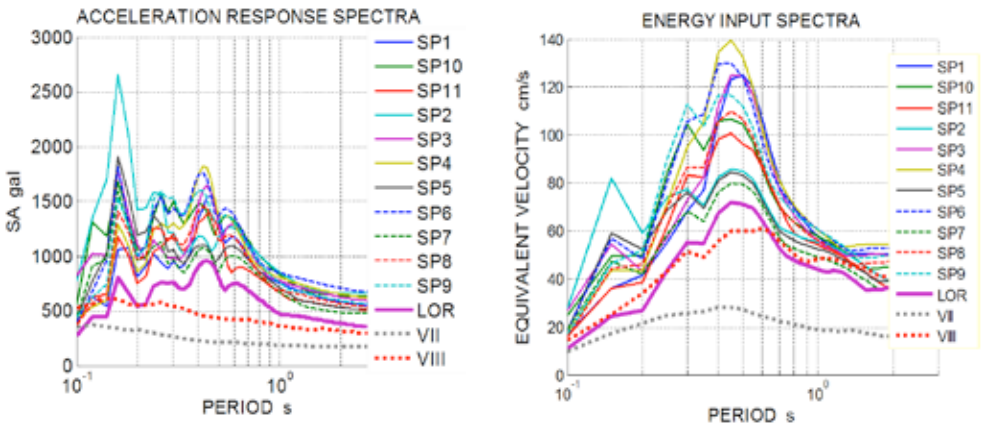


Figura 1.47. Ejemplos de espectros de repuesta de aceleración (a) y de espectros de input de energía (b) obtenidos en 11 puntos de la ciudad de Lorca (España) (Navarro et al., 2012; Alguacil et al., 2013).

1.3.8. EL MÉTODO DE MASW

Los ensayos geofísicos de superficie basados en la dispersión de las ondas superficiales son una herramienta más económica que los ensayos cross-hole y down-hole y generan modelos de velocidad de ondas S de buena calidad. De todos ellos, los ensayos MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) es probablemente el que mayor grado de detalle ofrece. Esta técnica emplea una fuente activa cuyo rango de frecuencias es suficientemente amplio para obtener modelos hasta 30 metros de profundidad. Si además se emplea un sistema de adquisición en continuo de tipo land-streamer se puede obtener un alto rendimiento (reduciendo aún más los costes económicos asociados) y cubrir amplias zonas de estudio en poco tiempo.

El método MASW (Park et al. 1999) se basa en crear una curva de dispersión del modo fundamental de las ondas Rayleigh a partir de un registro sísmico compuesto generalmente por varios geófonos dispuestos de manera regular.

A partir de esta curva de dispersión se genera un modelo de velocidad de ondas de cizalla. Desplazando el dispositivo de sensores una pequeña distancia (habitualmente la distancia que separa uno o dos sensores consecutivos) se repite el proceso pudiendo generar modelos 2D del terreno. De este modo se pueden obtener las variaciones del parámetro Vs30 a lo largo de un transecto que recorra una determinada población, pudiendo establecerse una zonificación sísmica de detalle que complemente a la realizada por otros métodos.

1.3.9. CASO PRÁCTICO: MICROZONACIÓN SÍSMICA DEL CASCO URBANO DE LORCA

Como resultado de los estudios llevados a cabo en el marco de los proyectos de investigación de I+D 15322/PI/10 y CGL2011-30187-C02-02, financiados por la Fundación Séneca (Murcia) y el Ministerio de Ciencia e Innovación, respectivamente; se realizaron ocho kilómetros de perfiles MASW a través de las calles de Lorca, utilizando un sistema de medida en continuo o *landstreamer*.

En la figura 1.48 se puede apreciar la situación de los perfiles MASW (línea de color

azul) llevados a cabo a través de las calles de Lorca. También, sobre dicha figura se han situado las tres zonas que registraron un mayor grado de daños sobre las edificaciones a raíz del terremoto ocurrido el 11 de mayo de 2011.

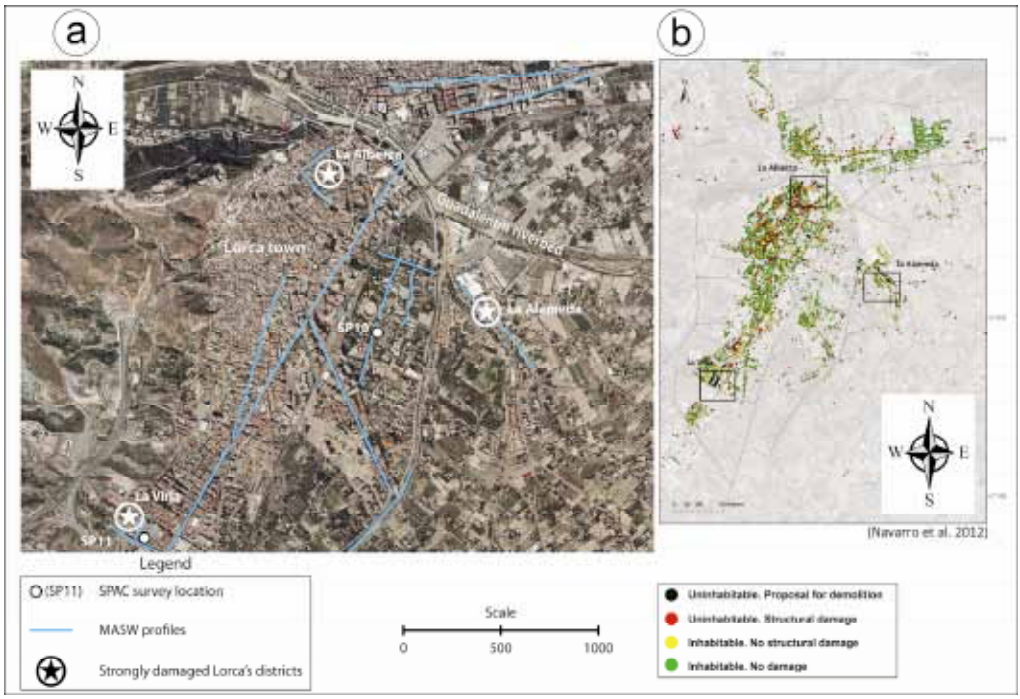


Figura 1.48. Situación de los perfiles MASW en la ciudad de Lorca (a). Localización de las principales zonas dañadas de Lorca en el terremoto de 2011 (b) (Martínez-Pagán et al., 2013).

Para realizar estas medidas se desarrolló un sistema sísmico (figura 1.49) de adquisición de datos con altos ratios de productividad y velocidad de registro en lo que fue la aplicación de la técnica MASW y al mismo su idoneidad para trabajar en cualquier escenario urbano significando también una incidencia mínima al tráfico rodado (Martínez-Pagán et al, 2012).

Estos perfiles sísmicos han permitido obtener no sólo las secciones sísmicas 2-D de los valores de velocidad de las ondas superficiales sino la variación del valor de Vs30 a lo largo de dichos perfiles. La figura 1.50 muestra un ejemplo de estas secciones 2-D donde en base a un código de colores se muestran los valores obtenidos para las velocidades de cizalladura de las ondas superficiales (ondas Rayleigh). Esta sección muestra una geología uniforme lateralmente, lo que significa muy pequeños cambios y donde el basamento rocoso se aprecia a partir de los 25 metros de profundidad que es donde estos valores de velocidad se incrementan para superar los 1000 m/s. En la misma figura 1.50 se indica la evolución del parámetro Vs30 a lo largo de los perfiles sísmicos, mostrando dicha homogeneidad en los valores de velocidad, al encontrarse este parámetro dentro de una horquilla muy estrecha que va desde los 400 m/s a los 430 m/s. Según estos valores, el EC8 clasifica este terreno como suelo denso o roca blanda.



Figura 1.49. Sistema de registro sísmico por las calles de Lorca (a). Equipo penetrométrico utilizado como fuente sísmica (b) (Martínez-Pagán et al., 2012).

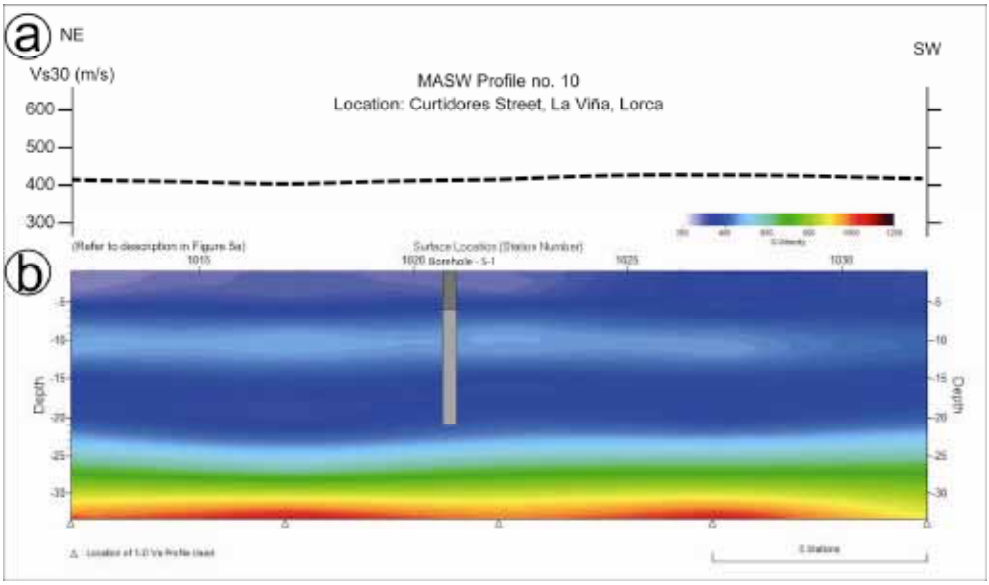


Figura 1.50. Curva de los valores de Vs30 a lo largo del perfil sísmico no. 10 (a). Sección sísmica 2-D de los valores de velocidad de cizalla para el perfil sísmico no. 10 (b).

De esta forma, integrando toda la información procedente de todos los perfiles MASW se ha podido establecer un mapa de clasificación del suelo para la ciudad de Lorca siguiendo no solo el Eurocódigo 8 (EC8), sino también el código americano NEHRP (figura 1.51). Este mapa identifica las diferentes tipologías del subsuelo de Lorca en base al parámetro Vs30. Este mapa es interesante porque pone de manifiesto qué estructuras geológicas son geotécnicamente de peor comportamiento y dónde se encuentran. Así por ejemplo, se puede apreciar que las zonas clasificadas según el Eurocódigo 8 como zonas C, caracterizadas con valores de velocidad de cizalla entre los 180 m/s y los 360 m/s son las peores zonas, desde el punto de vista geotécnico, de la ciudad de Lorca. Es importante destacar que las principales zonas dañadas de Lorca caen dentro de esta clasificación (figura 1.51). Por otro lado, zonas de la ciudad de Lorca donde no se registraron daños o estos fueron poco significativos caen en rangos de valores superiores a los 500 m/s o zonas B1 y A según el Eurocódigo 8.

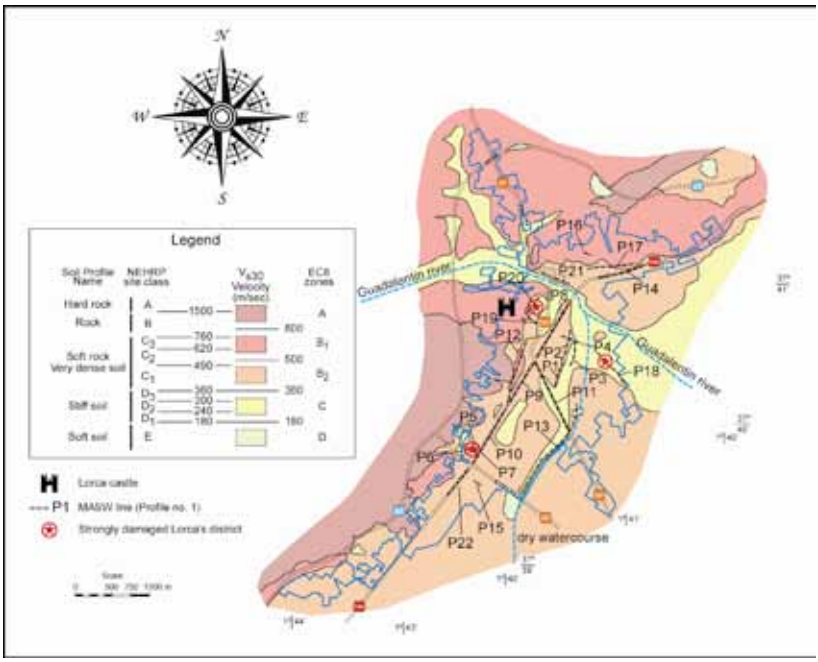


Figura 1.51. Mapa de velocidades promedio de la onda de cizalla hasta los 30 m de profundidad en la ciudad de Lorca (Vs30).

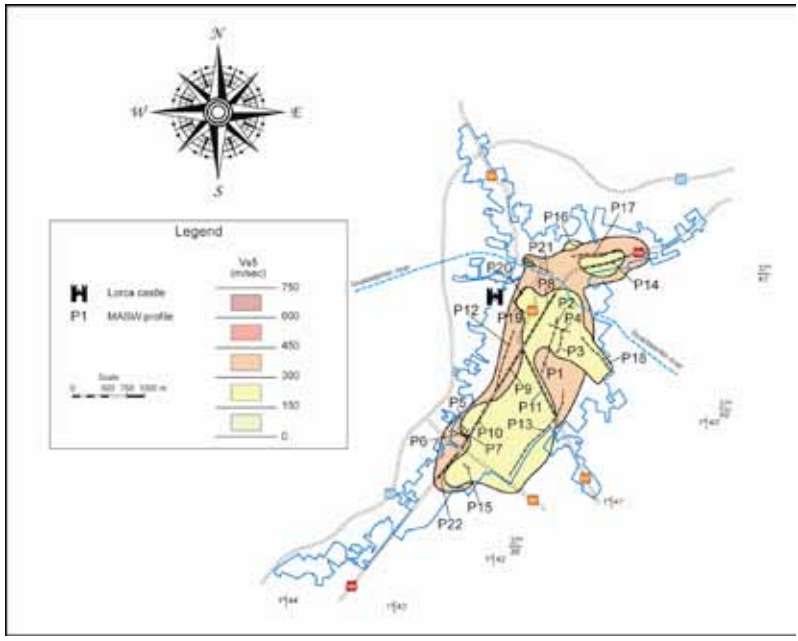


Figura 1.52. Mapa de velocidades promedio de la onda de cizalla hasta los 5 m de profundidad en la ciudad de Lorca (Vs5).

Las técnicas sísmicas están mostrándose como unas herramientas fundamentales para ayudar a establecer clasificaciones del terreno respecto a su comportamiento frente a los eventos sísmicos. Así, esta información, es clave disponerla durante el establecimiento o la modificación de los planes de ordenación urbana con el fin de establecer aquellas zonas donde los diseños constructivos deben prestar más atención por las características del suelo que hay presente. Como ejemplo, la figura 1.52 muestra como en la ciudad de Lorca se presenta un área de color amarillo, donde el material presenta peor comportamiento geotécnico y donde son esperables mayores amplificaciones de las ondas sísmicas durante un evento sísmico. Esto es lógico ya que esas zonas están constituidas por materiales blandos de tipo aluvial, coluvial, etc. y su comportamiento es peor que aquellas zonas formadas por materiales más duros o de tipo rocoso como son las zonas de Lorca próximas a las área montañosas donde el Eurocódigo 8 establece las clasificaciones de valores de velocidad más altos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aki, K. (1957). Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors. Bulletin of the Earthquake Research Institute; 35, 415–456.

Aki, K. (1993). Local site effects on weak and strong ground motion. Tectonophysics 218, 93-111.

Aki, K. y Richards, P.G. (2002). Quantitative Seismology. University Science Books. ISBN : 0-935702-96-2, USA.

Alcalá-García, F.J., J. Espinosa, M. Navarro, F.J. Sánchez (2002). Propuesta de división geológica regional de la localidad de Adra (provincia de Almería). Aplicación a la zonación sísmica. Rev. Soc. Geol. España, 15, 55-66.

Alcalá F.J., Navarro M., García-Jerez, A., Vidal F., Creus C., and Enomoto T. (2013). Geología de la ciudad de Lorca (Murcia, España). Una base para evaluar el riesgo sísmico. Aranzadi. Sociedad de Ciencias. Monográfico titulado "7AHPGG: Proceeedings". ISBN: 978-84-941323-1-5.

Alfaro, A., L. Pujades, X. Goula, T. Susagna, M. Navarro, J. Sánchez, J.A. Canas (2001). Preliminary Map of Soil's Predominant Periods in Barcelona Using Microtremors. Pure appl. Geophys, 158, 2499-2511.

Alguacil G., Vidal F., Navarro M., García-Jerez A. and Pérez-Muelas J. (2013). Characterization of earthquake shaking severity at different sites of Lorca town for the May 11th, 2011 event. Bulletin of Earthquake Engineering. DOI 10.1007/s10518-013-9475-y.

Ambraseys, N.N., Douglas, J., Sarma, S.K., Smit, P.M. (2005). Equations for the Estimation of strong Ground Motions from Shallow Crustal Earthquakes Using Data from Eaurope and the Middle East: Horizontal Peak Ground Acceleration and Spectral Acceleration. Bulletin of Earthquake Engineering 3, 1-53.

Anderson, J.G., Lee, Y.H., Zeng, Y.H. and Day, S. (1996). Control of strong motion by the upper 30 meters. Bulletin of the Seismological Society of America 86, 1749-1759.

Arias, A., (1970). A measure of earthquake intensity. In: R.Hansen (Editor), Seismic Design for Nuclear Power Plant. MIT Press, Cambridge, Massachusetts.

Bard, P.Y. (1999). Microtremor measurements: A tool for site effect estimation?. The Effects of Surface Geology on Seismic Motion. Vol. 3, 1251-1279, Balkema.

Basham, P. W., D. H. Weichert, F. M. Anglin, and M. J. Berry (1985). New probabilistic strong ground motion maps of Canada, Bull. Seism. Soc. Am. 75, 563–595.

Blázquez, R. (1997). Enfoque y avances conceptuales de la Nueva Norma Española de Construcción Sismorresistente NCSE-94. Informes de la Construcción. Vol. 48, No. 447, 39-48.
Boore, D.M., Joyner, W.B. and Fumal, T.E. (1993). Estimation of response spectra and peak acceleration from western North American earthquakes: an interim report, U.S. Geological Survey Open-File Report 93-509.

Borcherdt, R. D. (1994). Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification) Earthquake Spectra, 10, 617-654.

Burger, H.R. (1992). Exploration geophysics of the shallow subsurface. Prentice Hall, New Jersey, 489 pp.

Caselles, J. O., Pérez-Gracia, V., Franklin, R., Pujades, Ll. G., Navarro, M., Clapes, J., Canas, J. A. and García, F. (2010). Applying the H/V Method to Dense Cities. A Case Study of Valencia City. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 14: 2, pp. 192–210.

Castro, R. R., M. Mucciarelli, F. Pacor, and Petrungaro, C. (1997). S-wave site response estimates using horizontal-to-vertical spectral ratios, Bull. Seism. Soc. Am. 87, 256–260.

Cuéllar, V. (1978). A simple shear theory for the one-dimensional behaviour of dry sand under cyclic loading. Proc. of Dynamical Methods in Soil and Rock Mechanics, Karlsruhe, Vol. 2, pp.101-112.

Enomoto, T., K. Kuriyama, M. Navarro, T. Iwatate (2002). Site-effects evaluation by H/V spectra comparing microtremor with strong motion records observed at groun surface and basement using borehole. 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 596. Londres.

D'Appolonia, D. J. and D'Appolonia, E. (1967). Determination of the maximum density of cohesionless soils. Proc. III Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa (Israel), pp. 266-268.

Enomoto, T. ; J. Lermo, M. Navarro, N. Abeki, K. Masaki (2004). Site effect characteristics of damage concentrated area due to the 2003 Colima earthquake (M7.6), Mexico. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004 (paper 2151)

Enomoto Takahisa, Toshio Yamamoto, Mahmood Rahimian, Manuel Navarro, Nobuo Tsuyuki. Geologic and Geomorphologic Databases as Ingredients for Seismic Site Response Amplification Maps (2010). 14th European Conference on Earthquake Engineering. 30th August – 3rd September, Ohrid, Republic of Macedonia.

Eurocode No.8 (1998). Design of structures for earthquake resistance. Commission of the European Communities. Doc CEN/TC250/SC8/N335.

Field, E. and K. Jacob (1990). The theoretical response of sedimentary layers to ambient seismic noise. Geophys. Res. Lett. 20, No24, 2925-2928.

Field, E., A. Clement, K. Jacob, V. Aharonian, S. Hough, P. Friberg, T. Babaian, S. Karapetian, S. Hovanessian and H. Abramian (1995). Earthquake site response study in Giumri (formerly Leninakan), Armenia, using ambient noise observations. Bull. Seism. Soc. Am. 85, 349-353.

Field E. (1996). Spectral amplification in a sediment-filled valley exhibiting clear basin-edge-induced waves. Bull. Seism. Soc. Am. 86, 991-1005.

García-Jerez, A., M. Navarro and F. Luzón (2004). Comparison between microtremor H/V spectral ratio and theoretical results by using a surface wave scheme. European Seismological Commission. XXIX Gen. Ass. Potsdam, Germany, Sept., 2004.

García-Jerez, A., F. Luzón, M. Navarro, A. Pérez-Ruiz (2006). Characterization of the Sedimentary Cover of the Zafarraya Basin, Southern Spain, by Means of Ambient Noise. Bull. of the Seismological Society of America, Vol. 96, No. 3, pp. 957-967.

García-Jerez, A., M. Navarro, F.J. Alcalá, F. Luzón, J.A. Pérez-Ruíz, T. Enomoto, F. Vidal, E. Ocaña (2007). Shallow Velocity Structure Using Joint Inversion of Array and H/V Spectral Ratio of Ambient Noise: The Case of Mula Town (SE Spain). Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 27, 907-919.

García-Jerez, A., F. Luzón, M. Navarro, and J. A. Pérez-Ruiz (2008). Determination of elastic properties of shallow sedimentary deposits applying a spatial autocorrelation method, Geomorphology 93, 74-88.

Gaspar-Escribano, J; M. Navarro, M.B. Benito. A. Garcia-Jerez, J.A. Pastor, F Vidal (2010). From regional- to local-scale seismic hazard assessment: examples from southern Spain. Bulletin of Earthquake Engineering.

Imai, T. (1981). P- and S- wave velocities of the ground in Japan. En: Proceedings 9th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 2: 257-260.

Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. Proc. 11 Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Ca. Vol. 1, pp. 321-376

Karim, K.R. & Yamazaki, F. (2002). Correlation of JMA instrumental seismic intensity with strong motion parameters. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 31, 1191-1212.

Kearey, P., Brooks, M., Hill, I. (2002). An introduction to geophysical exploration. 3rd Ed., Blackwell Publishing, 262 pp.

Kobayashi, H., K. Seo and S. Midorikawa (1986). Estimated Strong Ground Motions in México City. The México Earthquake-1985, Factors Involved and Lessons Learned. ASCE. 55-69.

Kokusho T. (1987). In-situ dynamic soil properties and their evaluation. In: Proceedings of the 8th Asian Regional Conference of Soil mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, Kyoto. p. 215–40.

Konno, K. and Ohmachi, T. (1998): Ground motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremors, Bull. Seism. Soc. Am., 88, N. 1, 228-241.

Lermo, L. and Chavez-García, F. J. (1993): Site effect evaluation using spectral ratios with only one station, Bull. Seism. Soc. Am., 83, 1574-1594.

Martin, G.R., Finn, W.D.L. and Seed, H.B. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT5, pp. 423-438.

Martínez-Pagán P., Navarro M., Pérez-Cuevas J., García-Jerez A., Alcalá F.J., Sandoval-Castaño S. and Alhama I. (2012). Comparative study of SPAC and MASW methods to obtain the Vs30 for seismic site effect evaluation in Lorca town, SE Spain. Near Surface Geosciences 2012 – 18th European Meeting of Environmental and Engineering Geophysics, Paris, France, 3-5 September 2012, P61.

Martínez-Pagán P., Navarro M., Pérez-Cuevas J., García-Jerez A., Alcalá F.J., Sandoval-Castaño S. and Segura Quiles F. (2013). Shear Wave Velocity Structure for Seismic Microzonation of Lorca town (SE Spain) from MASW Analysis. Near Surface Geosciences 2013

– 19th European Meeting of Environmental and Engineering Geophysics, Bochum, Germany, 9-11 September 2013, Tu P01.

Martínez-Rueda, J.E. & Tsantali, E. (2008). Analysis of the correlation between instrumental intensities of strong earthquake ground motion. Eurodyn 2008. 7th European Conference on Structural Dynamics, Southampton.

Merritt, R. G. and Housner, G. W. (1954). Effect of foundation compliance on earthquake stress in multistory buildings. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 44, p. 551.

Morales, J. , J. M. Ibañez, F. Vidal, F. De Miguel, G. Alguacil, and K. Seo (1992). Site amplification in the Granada basin (Southern Spain) based on site dependent coda-q value. Int. Symp. Effects of Surf. Geol. On Seismic Motion, ESG, Odawara, Japan, Vol. I, 329-332.

Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremors on the ground surface. Quarterly Report of Railway Technical Research Institute (RTRI) 30, 25-33.

Navarro, M., V. Corchete, J.I. Badal, L. Pujades, J.A. Canas, F. Vidal (1997). Inversion of Rg waveforms in southern Spain. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 85, 847-865.

Navarro, M., F.J. Sánchez, T. Enomoto, F. Vidal, S. Rubio (2000). Relation between the predominant period of soil ant the damage distribution afther Mula 1999 earthquake. Sixth International Conference on Seismic Zonation (6ICSC). November 12-15, 2000, Palm Spring, California, USA.

Navarro, M. T. Enomoto, F.J. Sánchez, I. Matsuda, T. Iwatate, A. Posadas, F. Luzón, F. Vidal, K. Seo (2001). Surface Soil Effects Study Using Short-period Microtremor Observations in Almeria City, Southern Spain. Pure appl. Geophys, 158, 2481-2497.

Navarro, M., F.J. Sánchez, M. Fetiche, F. Vidal, T. Enomoto, T. Iwatate, I. Matsuda, T. Maeda (2002) Statical estimation for dynamic characteristics of existing buildings in Granada, Spain, using microtremors. Structural Dynamics, Eurodyn 2002, Vol. 1, 807-812, Balkema.

Navarro, M., F. Vidal, M. Feriche, T Enomoto, F.J. Sánchez, I. Matsuda (2004). Expected ground–RC building structures resonance phenomena in Granada city (southern Spain). 13th World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 3308, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6.

Navarro M., Jerez A., Enomoto T., Vidal F., Perez-Ruiz J.A., and Iwatate T. (2005). Study of Site Effects in Lorca Town (Murcia, Spain) using Microtremors and Strong Motion Records. Geophysical Research Abstract, Vol. 7, 05184, 2005.

Navarro, M., F Vidal, T. Enomoto, F.J. Alcalá, F.J. Sánchez and N. Abeki (2007). Analysis of site effects weightiness on RC building seismic response. The Adra (SE Spain) example. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 3, 1363-1383.

Navarro M., García-Jerez J.A., Alcalá F.J., Vidal F.,, Enomoto T., Luzón F., Creus C. (2008a). Vs30 Structure of Lorca town (SE Spain) from Ambient Noise Array Observations. Proceedings 31st General Assembly of the European Seismological Commission ESC 2008, Hersonissos, Crete, Greece, 7-12 September.

Navarro, M.; Enomoto, T.; Yamamoto, T.; García-Jerez, A.; Vidal, F.; Bretón, M. (2008b). Analysis of Site Effects and Their Correlation with Damage Distribution Observed During the Colima (Mexico) Earthquake of January 21, 2003. Proc. of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, 8 pp., October 12-17, Beijing, China.

Navarro M., García-Jerez JA., Vidal F., Enomoto T, Feriche M (2010). Vs30 structure of Granada town (southern Spain) from ambient noise array observations. 14th European Conf. on Earthquake Engineering, Ohrid, Macedonia, 30th August–3rd September, 8 pp.

Navarro M, A. García-Jerez, F. Vidal, M. Feriche, T. Enomoto, J.M. Azañón, G. Alguacil (2011). Análisis de los efectos de sitio en la ciudad de Granada (sur de España) a partir de medidas de ruido ambiental. Ponencia 4º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 18-20 de mayo, Granada.

Navarro, M., A. García-Jerez, F. Alcalá, F. Vidal, T. Enomoto (2013). Local site effect microzonation of Lorca town (southern Spain). Bulletin of Earthquake Engineering. DOI 10.1007/s10518-013-9491-y.

NCSE-02 (2002). Normativa de Construcción Sismorresistente Española. Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, Real Decreto 997/2002. Boletín Oficial Del Estado No. 244, 11 October, 2002, Spain.

NEHRP (1994). Recommendation prevision for seismic regulation for new buildings and other structures, Building Seismic Saftey Council, Washington, D. C Federal Emergency. FEMA.

Nogoshi M, and Igarashi T. On the propagation characteristics of microtremors. Journal of Seismological Society of Japan 1970; 23:264–280 (in Japanese with English abstract).

Norma E.030: Diseño Sismorresistente, de 9 de junio de 2006, El Peruano, Perú.

Orche, E. (2001). Manual de geología e investigación de yacimientos minerales. E.T.S.I. Minas – U.P.M., Madrid, 762 pp.

Ohsaki, Y. (1969). The effect of local soil conditions upon earthquake damage. State of the Art Lecture. Soil Dynamics Specialty Conference, 7 Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico D.F.

Park, S. and Elrick, S. (1998). Predictions of shear-wave velocities in southern California using surface geology, Bull. Seism. Soc. Am. 88, 677–685.

Park, C.B., Miller, R.D., and Xia, J. (1999), Multi-channel analysis of surface waves (MASW): Geophysics, v. 64, no. 3, pp. 800-808.

Reynolds, J. (1997). An introduction to applied and environmental geophysics. John Wiley and Sons, London, 793 pp.

Rivera, K (2013). Mapa de períodos predominantes del suelo del área urbana de la ciudad de Loja obtenidos a partir de medidas de ruido ambiental. Tesis de Pregrado. Universidad Técnica Particular de Loja, Loja, Ecuador.

Seed, H. B. (1976). Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes. Proc. Specialty Conference on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, Philadelphia, pp. 1-104.

Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1969). Influence of local soil conditions on building damage potential during earthquakes. Report EERC 69-15. Univ. of California, Berkeley.

Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1976). Site-dependent spectra for earthquake-resistant design. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 66, No. 1, pp. 221-243.

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. Y Chung, R. M. (1985). Influence de SPT procedure in soil liquefaction resístance evaluations. Jour. Geotechnical Eng., Vol III, 12, ASCE, pp. 1425-1435.

Seo, K (1994). On the applicability of microtremors to engineering purpose. Preliminary report of the Joint ESG Research on Microtremors after the 1993 Kushiro-Oki (Hokkaido, Japan) earthquake. Proc. of 10th European Conf. on Earthq., Vol 4, pp 2643- 2648.

Silver, M. L. and Seed, H. B. (1971a). Deformation characteristics of sands under cyclic loading. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9, pp. 1081-1098.

Silver, M. L. and Seed, H. B. (1971b). Volume changes in sand during cyclic loadings. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, N. SM9, pp. 1171-1182.

Singh, S. K., E. Mena, and R. Castro (1988). Some aspects of source characteristics of the 19 September 1985 Michoacan earthquake and ground motion in and near Mexico City from strong motion data, Bulletin of the Seismological Society of America. 78, pp. 451-477.

Tiedemann, T. (1992). Earthquakes and volcanic eruptions: A handbook on risk assessment, Swiss Reinsurance Co. Zurich, Switzerland.

Towhaka, I., R. Roteix (1988). Probabilistic estimation of shear wave velocity of sands in terms of SPT-N and its application to seismic response analysis. Proc. Annual Meeting of JSSMFE, pp. 825-828 (en japonés).

Travasarou, T., Bray, D.J. & Abrahamson, N.A. (2003). Empirical attenuetion relationship for Arias intensity. Earthquake Eng. Struct. Dyn., 32, pp. 1133-1155.

Varnes, D. J. (1978). Slope movement types and processes, in: Schouster and Krizek (eds). Landslides-Analysis and Control. Transportation Research Board, S.R.176, pp. 11-33.

Wald, D. J., Quitoriano, V., Heaton, T.H. & Kanamori, H. (1999). Relationships between peak ground acceleration, peak ground velocity, and modified Mercalli intensity in California. Earthquake Spectra , 15, 557–564.

Whitman, R. V. and Ortigosa, P. (1968). Densification of sand by vertical vibrations. Technical Paper T-68-5, Dept. of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, Massachusetts.

Youd, T. L. (1972). Compaction of sands by repeated shear straining. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, pp. 709-725.

CAPÍTULO II

TIPOLOGIAS CONSTRUCTIVAS Y SU COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE

2. EDIFICACIONES CON ESTRUCTURA METÁLICA

Antonio Tomás Espín
Dpto. de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Cartagena.

Carlos J. Parra Costa
Dpto. de Arquitectura y Tecnología de la Edificación, Universidad Politécnica de Cartagena.

Eusebio J. Martínez Conesa
Dpto. de Arquitectura y Tecnología de la Edificación, Universidad Politécnica de Cartagena.

2. EDIFICACIONES CON ESTRUCTURA METÁLICA

2.1. INTRODUCCIÓN

Los terremotos afectan a las estructuras de muy diferente manera según sean las características de éstas. Las construcciones están sometidas a muchos otros tipos de acciones además de a la acción sísmica, por lo que algunas de las características frente a sismo se pueden mejorar, pero otras hay que asumirlas.

Las ventajas generales que tiene la estructura de acero se deben a la facilidad y rapidez de ejecución y montaje, elevada relación resistencia/peso, facilidad para introducir modificaciones, su valor residual en edificación industrial, y el elevado nivel de calidad que es inherente a las construcciones prefabricadas -normalmente superior a las ejecutadas in situ-. Con un adecuado diseño se pueden salvar los dos inconvenientes típicos de la construcción en acero: la corrosión y el efecto del fuego.

La respuesta de una construcción a una acción dinámica, y concretamente a una acción sísmica, tiene aspectos muy diferentes de la correspondiente a una acción estática convencional (sobrecargas, asientos, temperatura, etc.). Fundamentalmente influyen, además de la severidad del sismo, las propiedades del suelo, la rigidez de la estructura, su ductilidad, y la magnitud y distribución de la masa.

La acción dinámica es sólo un tipo de acción más a imponer a la estructura, debiendo soportarse adecuadamente el resto de acciones. La experiencia en diseño general, y antisísmico en particular, indica que sólo las construcciones razonablemente proyectadas y correctamente ejecutadas para las acciones convencionales (no sísmicas) tienen mayor probabilidad de resistir terremotos. No puede esperarse un adecuado comportamiento antisísmico de construcciones deficientes en su diseño general o con defectos de ejecución.

La magnitud de los esfuerzos a los que se verán sometidos los elementos y uniones de la estructura metálica depende de cómo se mueva el suelo (características del sismo que actúa) y de cómo sea la estructura (masa, rigidez, amortiguamiento, ductilidad, etc.)

Otras características a considerar, no por obvias menos importantes, son:

- Los esfuerzos provocados por un sismo se deben a fuerzas internas que actúan sobre las masas de la estructura. Si no hubiese masa no habría esfuerzo.
- Los esfuerzos que provocan más daño en los edificios se deben a la componente horizontal del sismo. Los edificios suelen estar mejor preparados para acciones verticales. Frente a cargas horizontales no existe el mismo margen de seguridad.
- Los esfuerzos sísmicos cambian alternativamente de signo y se superponen a los estáticos, normalmente de la peor manera posible.

Interesa conocer, no sólo los esfuerzos, sino también los desplazamientos máximos para determinar el recorrido en las juntas entre partes de un edificio o entre dos edificios (para evitar choques o golpeteo entre estructuras independientes o edificios colindantes).

La respuesta real, sobre todo en sismos fuertes, implica plastificaciones (comportamiento no lineal), por lo que la ductilidad es fundamental.

La existencia de masas adicionales (sobrecargas pesadas) afecta de forma doble: modifica los periodos propios y aumenta los esfuerzos por aumento de masa.

2.2. CARACTERÍSTICAS DEL ACERO

Las construcciones a base de acero, bien ejecutadas, tienen un buen comportamiento frente al sismo, esencialmente por las propiedades del material.

El diagrama tensión-deformación es lineal hasta el límite elástico fy, con lo que la precisión y exactitud en la determinación de esfuerzos confiere a la estructura una gran fiabilidad. No hay pérdida de rigidez por fisuración, ni modificación en el módulo de elasticidad. El criterio de plastificación de Von Misses es simple y concluyente.

El diagrama tensión-deformación tiene una gran rama plástica B-C-R (figura 2.1), con lo que manteniendo la tensión, o incluso aumentándola hasta fu, aparecen grandes alargamientos hasta la rotura. Esto permite la aplicación de métodos plásticos, muy ventajosos para verificar el estado límite último y, sobre todo, la absorción de energía. Esta ductilidad $\mu = \varepsilon max/\varepsilon p$ del material se puede hacer extensiva a las barras y a la estructura. Un acero de construcción usual como el S 275 JR tiene un alargamiento de rotura $\varepsilon max = 0{,}22$. El hormigón convencional, de 0,0035.

Existe simetría en el comportamiento del material (tensión/compresión), con lo que un cambio de signo en los desplazamientos y esfuerzos no provoca irregularidades de comportamiento. Para trasladar esta ventaja a la estructura se requiere evitar la abolladura y el pandeo (por axil) o lateral (por flexo-torsión).

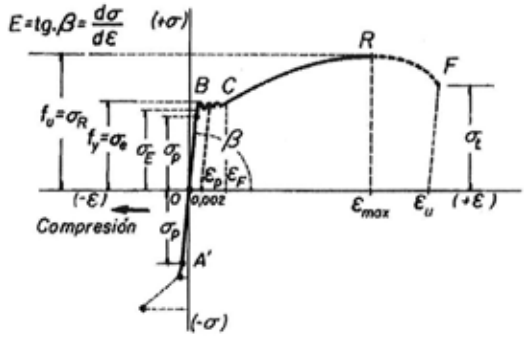


Figura. 2.1. Diagrama tensión-deformación del acero (Fuente: Argüelles R et al, 2013)

Otras propiedades importantes son la tenacidad de fractura (ligada a la soldabilidad) y la resistencia al desgarro laminar (relacionada con la deformación en el sentido perpendicular al espesor). Estas propiedades son imprescindibles en las chapas donde atestan los perfiles soldados (placas de base y placas de testa de uniones atornilladas).

Para que las excelentes propiedades del acero se trasladen a la estructura en su conjunto se requiere un proyecto cuidadoso, que evite fallos prematuros, y una fabricación y montaje acordes con los requisitos de diseño.

Sin embargo, la mayor ventaja de la estructura de acero frente al sismo es su capacidad para desarrollar zonas plásticas (disipativas) donde se transforma la energía que le confiere el sismo en energía de deformación (relacionada con el producto tensión×deformación). Todas las normas dan una importancia capital al control de estas zonas. Un requisito fundamental es evitar que el límite elástico real en ellas sea superior al previsto teórico, ya que de otro modo las barras o zonas no disipativas podrían fallar antes.

Según Arnedo (2013), una buena estrategia para lograr lo anterior es:

- Usar acero de menor resistencia (S 235) en vigas y diagonales, y de mayor resistencia (S 355, e incluso S 460) en pilares y otros elementos no disipativos.
- En zonas disipativas, usar el valor del fy correspondiente al percentil 95 % (en lugar del 5 %).

2.3. CARACTERÍSTICAS DE LAS SECCIONES Y DE LAS PIEZAS

En el diseño antisísmico de estructuras de acero la ductilidad posee un papel importantísimo, ya que, gracias a ella, se permite la aplicación del cálculo plástico. Por esta razón es imprescindible conocer la clasificación de secciones metálicas (figura 2.2).

En las zonas donde se forman rótulas plásticas, que son las conocidas como “zonas disipativas”, se deben disponer secciones de clase 1. De esta forma se aumenta la capacidad de rotación sin disminuir la resistencia de la sección (Mpl, Rd). Hay que tener en cuenta que, no sólo se trata de alcanzar Mpl, Rd, sino que hay que permitir la redistribución de esfuerzos. Es necesario saber que sólo se puede relajar la exigencia de clase 1 en zonas no disipativas.

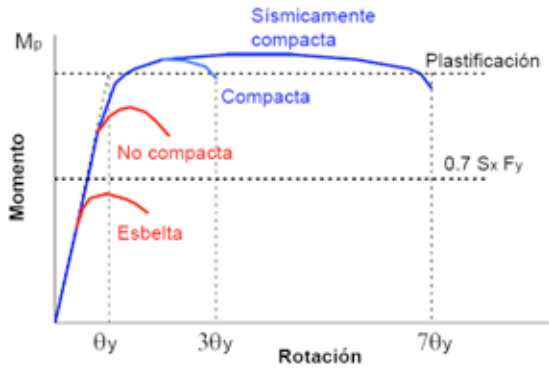


Figura. 2.2. Comportamiento a flexión de una sección doble T (Fuente: Crisafulli, 2012)

La clasificación de secciones se basa en la relación ancho/espesor de los elementos que la forman. Hay que tener en cuenta el límite elástico del acero ya que se debe evitar la abolladura previa o cercana al inicio de la plastificación. En las normas americanas los requisitos b/t dependen explícitamente de fY, sin embargo, en EC3 y EAE se obtienen a partir de tablas adimensionales (artículo 20 EAE, tablas 20.3.a/b/c).

En el Eurocódigo 8, el nivel de ductilidad va ligado directamente a la clase de sección según EC 3 (tabla 2.1). Hay que recordar que, a su vez, dicho nivel de ductilidad determina también la Clase de Ejecución según EN 1090-2. Como resultado del cálculo, especialmente si se ha usado la pertinente reducción del espectro elástico, se obtienen esfuerzos que deben ser resistidos por todas las secciones y barras.

Clase de ductilidad	Valor de referencia del coeficiente de comportamiento q	Clase requerida de la sección
DCM	$1,5 < q \leq 2$	Clase 1, 2 ó 3
	$2 < q \leq 4$	Clase 1 ó 2
DCH	$q > 4$	Clase 1

Tabla 2 1. Requisitos para las clases de sección de elementos disipativos dependiendo de las clases de ductilidad y del coeficiente de comportamiento de referencia.

En zonas disipativas, el margen de resistencia debe ser superior al resto. Es por ello por lo que hay que controlar el cortante, el pandeo y el pandeo lateral en dichas zonas.

Se comprobará, de un lado, el arriostramiento lateral de las vigas en condiciones de agotamiento y, de otro lado, que la capacidad a flexión en las zonas disipativas no sufre merma significativa por efecto del axil o cortante concomitantes. Para ello, se utilizan en las vigas los siguientes requisitos, los cuales simplifican el cálculo:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \qquad \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \qquad \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad \text{donde}: V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

siendo:

MEd, NEd, VEd esfuerzos de cálculo

Mpl, Rd, Npl, Rd, Vpl, Rd resistencias de las secciones

VEd = VEd,G + VEd,M

VEd, G esfuerzo cortante debido a las acciones no sísmicas

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L}$$

(donde los subíndices A y B se refieren a cada extremo de la viga y L es la luz entre rótulas)

2.4. TRATAMIENTO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN LA NORMATIVA

Dependiendo del país, la normativa, o conjunto de normas existentes, establece los requisitos y condiciones que deben cumplir las construcciones. Algunas normas están orientadas a la acción sísmica y se basan en la clasificación de las construcciones así como en

el sismo de diseño. Otras, sin embargo, son normas específicas de estructuras y se enmarcan dentro de la combinación de acciones, de los requisitos de proyecto y de los criterios de verificación.

Las características del sismo dependen de la situación geográfica de la obra, es decir, de la zona geológica y de las propiedades específicas del terreno donde se ubica. Es en este apartado donde nace la necesidad de contar con ingenieros geólogos cualificados. La estructura se suele categorizar según su importancia, de modo que, el espectro obtenido de acuerdo con la zona y perfil de suelo también se ve modificado.

La coherencia entre normas es fundamental, ya que se llevan a cabo muchas implicaciones de tipo probabilístico, es decir, la seguridad se introduce de forma progresiva, en cada paso del proceso de determinación de la acción y ésta guarda una estrecha relación con la norma de diseño y ejecución posterior.

En lo referente a normativa sísmica, en España se trabaja con la NCSE-02, en general, y con la NCSP-07 cuando se trata de sismicidad en puentes. Para construcción en acero, la norma es la EAE. Estas normas siguen, en gran medida, las pautas establecidas por el Eurocódigo 0, Eurocódigo 8, Eurocódigo 3 y EN1090-2.

Es necesario destacar que casi todos los países ubicados en zonas sísmicas disponen de normas al afecto. En el resto del mundo, también en el caso de que no dispongan de norma nacional, se suele aplicar el IBC 2009 (International Building Code).

Es fundamental conocer la norma que se aplica e indicarlo claramente al inicio del proyecto. Asimismo hay que clasificar la estructura y saber las implicaciones que se derivan de dicha clasificación. Es importante prestar atención a las posibles diferencias entre normas en cuanto a categorías de edificios, coeficientes de combinación, valores de amortiguamiento, límites de ductilidad, etc.

Un tema capital es el denominado sismo de proyecto. En edificios e instalaciones no nucleares o regasificadoras en general es el correspondiente a un periodo de retorno de 475 años. En muchas normas se define también un sismo correspondiente a 75 años de periodo de retorno con idea de que sea el momento de inicio de los daños.

La posición del Eurocódigo 8 en este apartado es que, el primer caso (no colapso), se aplica para Estado Limite Ultimo y se admite respuesta plástica, es decir, se puede asignar el beneficio de la ductilidad; sin embargo, en el segundo caso (limitación de daño) se pide una respuesta lineal, la cual es, en realidad, una comprobación de Estado Límite de Servicio. En la NCSR-02 solamente se establece el primero caso, aunque en la NCSR-07 se encuentran los dos.

En casos especiales de alta seguridad suele definirse un sismo de proyecto de periodo de retorno muy superior a los citados. Tal sismo, denominado SSE (Safe Shutdown Earthquake), debe producir, incluso en algunas estructuras o componentes, una respuesta elástica (no se permite su reducción en esa categoría).

También se considera otro sismo menor, que, no obstante, es del orden de un periodo de retorno de 500 años, al que no se le aplica reducción en ningún caso. Este sismo, denominado OBE (Operation Basis Earthquake), marca el límite de operación o funcionamiento de la instalación. Sólo en estructuras que no están relacionadas con la seguridad o que no albergan componentes o instalaciones críticas se suele relajar el requisito anterior y se permite el comportamiento plástico en la respuesta sísmica.

En cuanto a los factores de comportamiento, es conveniente utilizar la ductilidad para diseñar la estructura frente a sismos de proyecto de cierta entidad (tabla 2.2).

Principio de dimensionamiento	Clase de ductilidad estructural	Rango del coeficiente de comportamiento *q*
Comportamiento estructural poco disipativo	DCL (baja)	≤ 1,5 - 2
Pórticos resistentes a flexión	DCM (media)	≤ 4
	DCH (alta)	5 α_u/α_1
Pórticos con triangulaciones centradas (triangulaciones diagonales)	DCM (media)	4
	DCH (alta)	4
Pórticos con triangulaciones centradas (triangulaciones en V)	DCM (media)	2
	DCH (alta)	2,5

Tabla 2.2. Factores de comportamiento en función del tipo de sección y la clase de ductilidad.

Dichos factores de comportamiento, o reductores que dividen la aceleración del espectro, vienen proporcionados por las diferentes normas. Lo usual es utilizar análisis modal, considerando la combinación RSS (Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados) o CQC (Combinación Cuadrática Completa) para superponer modos y tener en cuenta la simultaneidad de las tres direcciones de sismo con la peor combinación posible.

De este modo tenemos que:

- $Ex + \lambda\, Ey + \lambda\, Ez$
- $\lambda\, Ex + \lambda\, Ey + Ez$
- $\lambda\, Ex + Ey + \lambda\, Ez$

(siendo $\lambda = 0{,}30$ en ASCE y en EC8)

Adviértase que en las estructuras menos exigentes (DCL) se admite usar q >1. Algunos anexos nacionales permiten q=2. En este caso, la estructura se calcula linealmente y las uniones no tienen requisitos adicionales.

Las clases de ductilidad van asociadas a:

Clases de sección (C1 plástica con redistribución; C2 sólo plástica; C3 lineal; C4 reducida por abolladura).

Clases de ejecución (que implican requisitos de ejecución según EN 1090-2).

En otras normas estos factores son algo diferentes y también los requisitos para cumplirlos. En los esquemas resistentes a base de pórticos traslacionales hay un complemento αu/α1 que corresponde a la redundancia estructural. Ésta es la relación entre la máxima deformación horizontal y la formación de la primera rótula (pérdida de linealidad) en un proceso de “empuje progresivo” o push-over (figura 2.3).

En la EAE se limita esa ventaja a los valores de la tabla 2.3; en el EC8 el valor máximo es 1,6.

Tipo estructural	Valor máximo del cociente α_u/α_y
Pórticos de nudos rígidos y una altura	1,1
Pórticos de nudos rígidos y varias alturas	1,2
Pórticos de nudos rígidos, varias alturas y varias alineaciones de pilares	1,3
Estructuras arriostradas mediante triangulaciones incompletas	1,1

Tabla 2.3. Valor máximo del cociente αu/α1 según tipo de estructura

Como se impone un comportamiento plástico con formación de zonas disipativas en vigas o diagonales, el resto de la estructura y uniones se han de diseñar holgadamente, de manera que puedan resistir los esfuerzos creados en dicho supuesto.

En las estructuras más flexibles como los pórticos MRF, hay que comprobar, además, el efecto P-Δ, tal y como se especificará más adelante.

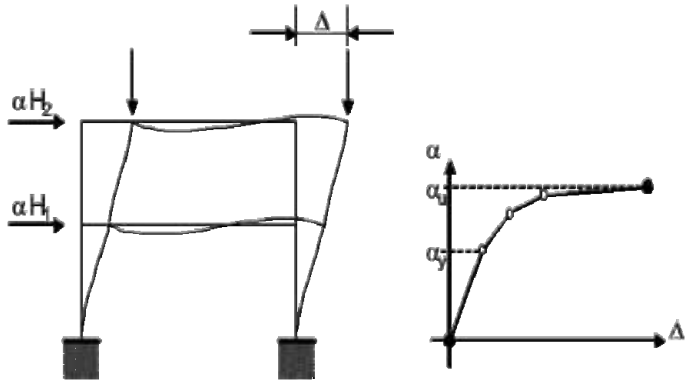


Figura 2.3. Redundancia estructural αu/α1 en pórticos (Fuente: EAE, 2012)

Otro aspecto decisivo es la deformación horizontal máxima entre pisos (interstory drift). Hay limitaciones del orden de Δh/200 para ELU, y hasta tan bajas como Δh/500 en casos de limitación de daños en ELS. En este tema hay una gran variedad en la posición de las normas, siendo la norma japonesa una de las más liberales en este sentido. Con objeto de reducir los daños en el propio edificio, el Eurocódigo 8 limita el desplazamiento máximo entre plantas dr como sigue:

Edificios con elementos no estructurales frágiles: dr v ≤ 0,005 h
Edificios con elementos no estructurales dúctiles: dr v ≤ 0,0075 h
Edificios sin elementos no estructurales que afecten a las deformaciones estructurales dr v ≤ 0,010 h

(donde h es la altura de la planta considerada y v es un factor reductor que tiene en cuenta el menor periodo de retorno de la acción sísmica asociado con el requerimiento de limitación del daño). (damage limitation).

El procedimiento de cálculo que se lleva a cabo es el siguiente:

Calcular la estructura con peso propio, sobrecargas realistas (Ψ2) y el espectro de proyecto lineal. Se debe tomar la precaución de que la masa movilizada sea del orden del 95 % del total, combinar modos con el recurso del CQC (mejor que RSS) y tener en cuenta las tres direcciones posibles.

En muchos casos hay una dirección horizontal para la que la estructura se muestra más vulnerable y enseguida se detectan los elementos a sustituir o modificar. Otra de las ventajas de este cálculo inicial es la obtención de desplazamientos horizontales reales.

Comprobar las secciones (de acuerdo con su clase) y las barras (prestar atención al pandeo de pilares y al pandeo lateral de vigas).

Si dichas comprobaciones resultan negativas es necesario aplicar una reducción del espectro (factores q, R o Ds según la norma) y volver a calcularlo linealmente.

Las normas fijan los requisitos de diseño y ejecución que deben cumplirse para permitir la reducción del espectro. Hay estructuras para las que no existen valores de reducción tabulados en las normas.

Es en ese caso cuando hay que pasar a la técnica del time history, el cual se basa en aplicar un acelerograma, por lo general artificial, obtenido a partir del espectro de diseño lineal, y calcular la estructura paso a paso en el dominio del tiempo.

Si a lo largo del cálculo no se superan los límites tensionales ni se produce la inestabilidad de ninguna barra, el resultado es satisfactorio. En caso de pérdida de linealidad se debe usar un programa que permita el cálculo dinámico no lineal y que tenga en cuenta el comportamiento cíclico de los elementos disipativos. No hay que olvidar que aquí los desplazamientos son alternativos y los esfuerzos van cambiando de signo a lo largo del proceso.

2.5. PÓRTICOS TRASLACIONALES DE NUDOS RÍGIDOS

Los edificios con estructura a base de pórticos de nudos rígidos (MRF) son muy utilizados para conseguir un proyecto sismorresistente eficiente. Su ventaja esencial es el sistema de gran ductilidad que presentan, siendo, de esta manera, muy adecuados en zonas de alta sismicidad.

Hay que tener en cuenta que, al tratarse de pórticos traslacionales, el resto de estructuras internas del edificio no deben impedir dicho comportamiento. Así pues, los muros, paredes, escaleras o recintos para ascensores no deben ser continuos, ya que, entonces, su rigidez propia alteraría el comportamiento previsto de la estructura a base de pórticos.

Se debe conseguir que el pórtico se comporte de modo progresivamente plástico. Para entender bien esto nos apoyaremos en la figura 2.4.

Si se analiza la curva fuerza horizontal/desplazamiento (push-over o empuje progresivo) se observa que el pórtico se comporta linealmente hasta que alguna de sus secciones plastifica, perdiéndose, entonces, la linealidad (first plastic hinge). Es importante que dicha

sección pertenezca a una viga, ya que, si se produce en un pilar, la estructura colapsa y se acaba el proceso.

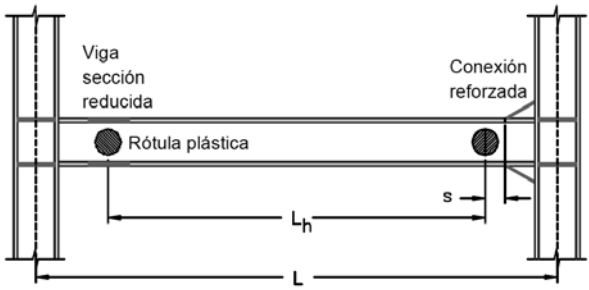


Figura 2.4. Ubicación de rótulas plásticas en vigas con distinto tipo de conexiones (Fuente: Crisafulli, 2012)

Al aumentar la fuerza horizontal la estructura se comporta con menor rigidez. En la sección que ha plastificado se ha formado una rótula plástica lo que quiere decir que se mantiene el esfuerzo flector Mpl y dicha sección pierde rigidez.

Este hecho provoca que la curva fuerza/desplazamiento de toda la estructura tenga, ahora, una pendiente más tendida (figura 2.5). La siguiente sección en plastificar implica una nueva rótula y la continuación del proceso.

Es fundamental que las rótulas se formen en las vigas, ya que, si se produjeran en los pilares, el proceso se acabaría con el colapso brusco de todo el conjunto, dado que éstos están soportando esfuerzos axiles, cuyo agotamiento por pandeo no es dúctil.

La ductilidad, en ASCE, se define como la relación μ = um/us.. Por otra parte, la sobrerresistencia o redundancia se define como Ω = fy/fs. Hay que tener en cuenta qué esfuerzos se producen en las vigas y cuales se producen en los pilares de los pórticos.

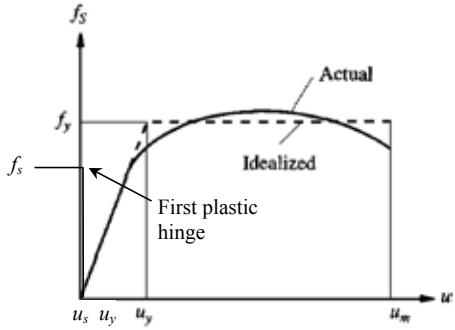


Figura 2.5. Curva fuerza horizontal-desplazamiento: respuesta real e idealizada (Fuente: Chopra, 1995)

A modo de ejemplo, en un pórtico de dos pisos sometido a fuerzas horizontales de izquierda a derecha, los cortantes y flectores del lado derecho son mayores, es decir, se forman antes las rótulas de dicho lado. Por el mismo motivo los pilares de ese lado tienen más axil y es en ellos donde hay que comprobar su sección y estabilidad (pandeo por axil con flector).

Es de advertir que en los pilares de la izquierda puede darse tracción si predomina la acción sísmica sobre las acciones gravitatorias, por lo tanto se debe evitar el despegue de la zapata con un anclaje adecuado.

Las uniones viga□pilar son rígidas y son un punto esencial del proyecto. Del comportamiento cíclico de las mismas depende, esencialmente, el factor q o R de ductilidad.

El procedimiento de cálculo que se lleva a cabo para diseñar una estructura a base de pórticos traslacionales es el siguiente:

1. Se realiza un predimensionamiento con cargas convencionales (peso propio, sobrecarga y viento) disponiendo pilares iguales por planta y procurando una variación lo más uniforme posible en altura, es decir, sin que se produzcan cambios bruscos de inercia.
2. Comprobar los desplazamientos horizontales debidos al viento, de acuerdo con la norma que se aplique. De otro lado, es aconsejable no alcanzar desplazamientos relativos entre plantas de *H*/ 1000.
3. Si la norma lo indica, calcular la respuesta lineal con un sismo tipo OBE (*Operation Basis Earthquake*) o de "umbral de daño". Dicho sismo corresponde a un periodo de retorno de 95 años. Hay que reseñar que, en España, no es obligatorio en el caso de edificios aunque sí conveniente, ya que equivale a una comprobación de Estado Límite de Servicio (ELS), es decir, ausencia de inicio de plastificación y cumplimiento de límite de flechas.
4. Calcular la estructura sometida al sismo de diseño SSE, el cual tiene un periodo de retorno de 475 años, utilizando el recurso de la ductilidad.
   - 4.1 Se realiza un cálculo modal lineal pero el espectro se introduce reducido por un factor (*q* en EC8, *R* en ASCE o μ en NCSR-2). Se trata de diversas formas de tener en cuenta la ductilidad. Dicha reducción indicada en la norma va acompañada de requisitos aunque, además, existe la posibilidad de aplicar una reducción complementaria si se realiza un *push-over* (parámetro α_u/α_1 en EC8).
   - 4.2 Comprobar a Estado Límite Último todas las secciones y barras ante los esfuerzos de cálculo. En este ámbito, hay que prestar especial atención a las diferentes combinaciones de dirección del sismo y a la consideración de acciones simultáneas, es decir, aplicar con rigor la norma de aplicación correspondiente.
   - 4.3 Por último, es necesario cumplir una serie de requisitos que aseguren la ductilidad, tales como que los pilares tengan mayor resistencia que las vigas y que éstas no fallen por cortante. Hay que ser riguroso con la norma que se esté aplicando ya que los factores Ω o γ_{ov} son específicos de cada una de ellas.
5. Las uniones viga-pilar no deben fallar por las soldaduras, es decir, hay que propiciar una rótula plástica a un canto o dos de la unión, recurriendo a refuerzo en esa sección o bien a debilitamiento controlado a una cierta distancia (*dogbone*). Obviamente los empalmes de pilares se sitúan y dimensionan para que resistan tanto como la sección. En las bases la capacidad de cortante de la unión debe superar a la plástica de la sección
6. El resultado del cálculo sirve para comprobar esfuerzos, no para desplazamientos, y éstos serán del orden de los obtenidos multiplicados por la reducción (*q* ó *R*). Aunque no hay limitaciones de desplazamiento en ELU, hay que prever el posible contacto o choque con edificios colindantes, o entre juntas, si las hubiese.

7. Comprobación de que el efecto *P*-Δ (figura 2.6) es despreciable o bien tenerlo en cuenta cuando θ > 0,10, siendo θ el coeficiente de sensibilidad al desplazamiento entre plantas:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0{,}10$$

donde:

P_{tot} suma de las cargas gravitatorias para la situación sísmica de cálculo que actúan por encima de la planta considerada (incluida la propia planta) (ΣN_G)

V_{tot} esfuerzo cortante sísmico total de la planta ($\Sigma V_{SÍSMICO}$)

8. La cimentación debe calcularse con los esfuerzos que pueden resistir los pilares (envolvente diagrama de interacción axil/ flector) y, de esta forma, garantizar la existencia de fallos previos.

Asimismo las bases de los pilares deben estar ligadas (zapatas con riostras formando emparrillado, losa continua o conjunto inferior de muros rígidos) y preparadas para resistir horizontalmente más carga que el conjunto de pilares. Siempre hay que comprobar el deslizamiento, el vuelco y la no rotura de suelo.

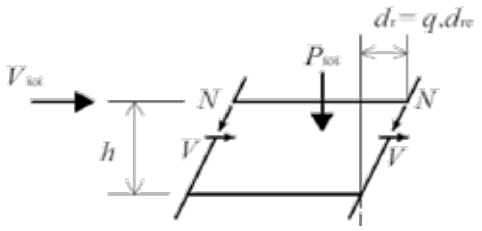


Figura 2.6. Efecto *P*-Δ (Fuente: EC8, 2011)

2.6. ENTRAMADOS CON NUDOS CONCÉNTRICOS

Los edificios con estructura a base de pórticos arriostrados se utilizan para lograr la intraslacionalidad, lo que implica la reducción de flechas y de la longitud de pandeo de los pilares. El comportamiento de una diagonal riostra es esencialmente no simétrico, lo que significa que su capacidad es menor a compresión que a tracción (figura 2.7).

Estos tipos de pórticos no tienen tanta ductilidad como los pórticos traslacionales de nudos rígidos y, además, tienen el inconveniente arquitectónico de las diagonales, pero, adecuadamente proyectados, resultan muy eficientes frente a sismo.

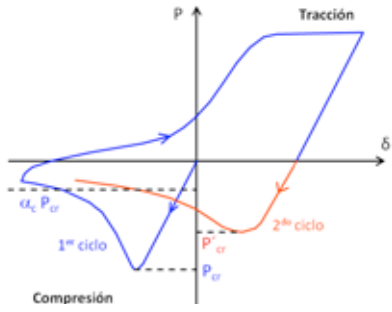


Figura 2.7. Diagrama *P*-δ típico de una riostra sometida a axil cíclico (Fuente: Crisafulli, 2012)

En un pórtico plano, a base de pilares y vigas, se obtiene la intraslacionalidad disponiendo diagonales en uno o varios de los recuadros. Los pilares y dinteles de esos recuadros pasan a ser parte de una gran viga en celosía. En los entramados en X sólo se tienen en cuenta las diagonales traccionadas.

Es esencial que las diagonales sean los elementos débiles, siendo éstos los primeros en alcanzar la plastificación, de este modo, el comportamiento del pórtico es progresivamente plástico. En los entramados en forma de V, hay diagonales comprimidas y diagonales traccionadas y, en general, tienen menos ductilidad que en X. Para que el proceso sea correcto no debe producirse ningún fallo previo en las uniones.

Para prever que las diagonales resistan más de lo previsto se tiene en la esa sobrerresistencia Ω (en EC8 se toma γ_{ov} =1,25 en las uniones y barras contiguas). Es en los pilares que están unidos por diagonales donde se concentra un axil mayor y, por lo tanto, en ellos es donde se debe comprobar la estabilidad (pandeo) con mayor precisión.

El procedimiento de cálculo que se lleva a cabo para diseñar una estructura a base de pórticos arriostrados es el siguiente:

1. Predimensionamiento con cargas convencionales (peso propio, sobrecarga y viento) eligiendo los huecos entre pilares que deben ser arriostrados. Es importante que, en conjunto, los centros geométricos de masa y gravedad coincidan en planta. Las cargas verticales convencionales son resistidas sin diagonales y es con sismo cuando operan las diagonales traccionadas.
2. Debe lograrse una disposición regular lo más equilibrada posible de estos núcleos. La masa en cada nivel se considerando su área tributaria, ya que los forjados son diafragmas y se comportan como sólidos rígidos.
3. Comprobación de desplazamientos horizontales por viento, de acuerdo con la norma que se esté aplicando. La rigidez lateral se logra esencialmente a base del área de las diagonales.
4. Al igual que con los pórticos traslacionales de nudos rígidos, si la norma lo indica, calcular la respuesta lineal con un sismo tipo OBE (*Operation Basis Earthquake*) o de "umbral de daño".
5. Calcular la estructura sometida al sismo de diseño SSE (periodo de retorno 500 años) utilizando el recurso de la ductilidad.
   5.1 Se realiza un cálculo modal lineal pero el espectro se introduce reducido por un factor (q en EC8, R en ASCE o μ en NCSR-2).
   5.2 Comprobar a Estado Límite Último todas las secciones y barras ante los esfuerzos de cálculo. En pilares y vigas, además de los flectores propios se debe considerar:

$$N_{Ed,m} = N_{Ed,G} + 1{,}1\gamma_{ov}\,\Omega\,N_{Ed,E}$$

   donde el primer sumando es el correspondiente a cargas constantes, γ_{ov} se toma 1,25 y Ω es la relación del axil plástico al existente por sismo en las diagonales.
   5.3 Las diagonales son las barras disipativas. Éstas deben soportar los esfuerzos pero con menos margen que el resto, su esbeltez reducida máxima debe ser inferior a 2 (en EC8) y no deben fallar por las uniones. Esencialmente, los pilares y dinteles han de resistir más que las diagonales.
6. El resultado del cálculo sirve para comprobar esfuerzos, no para desplazamientos, y éstos serán del orden de los obtenidos multiplicados por la reducción (q ó R). Aunque

no hay limitaciones de desplazamiento en ELU, hay que prever el posible contacto o choque con edificios colindantes, o entre juntas, si las hubiese. Este efecto no suele ser tan importante como en los pórticos traslacionales.

7. Comprobar la necesidad de incluir efectos *P*-Δ.
8. La cimentación debe calcularse para los esfuerzos máximos que pueden resistir los pilares y el cortante resistente de la/s diagonal/es inferior/es.
9. Se debe garantizar la no existencia de fallos previos en los pilares que forman parte del arriostramiento del edificio y asegurar, también, que no haya deslizamiento, vuelco ni rotura del suelo.

2.7. DISEÑO DE UNIONES

La estructura debe estar definida hasta un nivel de detalle tal que haga válido el modelo contemplado en el cálculo. Obviamente, la fase de dimensionado/armado es posterior al cálculo. Cuando se utiliza el espectro reducido con el consabido factor *q*, hay que garantizar que el comportamiento sea el previsto, con la pérdida de linealidad y subsiguiente recorrido plástico en las denominadas zonas disipativas.

Hay que tener presente que los pilares deben tener mayor margen que las vigas (principio «pilar fuerte-viga débil») (figura 2.8). De esta manera puede resultar conveniente reducir la capacidad de las vigas antes de acometer el nudo con recursos como el recorte parcial (*dog-bone*) o el empalme cercano de menor resistencia. Se debe tener un cuidado especial con las uniones en diagonales en X o K, ya que debe asegurarse que son las barras las que plastifican previamente.

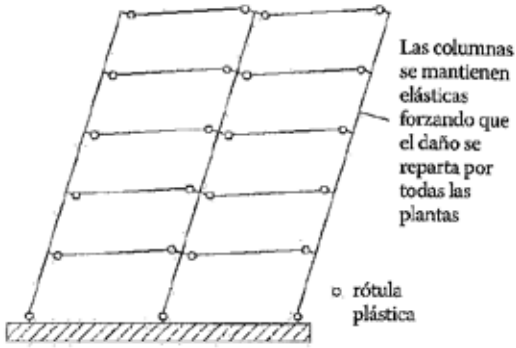


Figura 2.8. Estructura del tipo pilar fuerte-viga débil. (Fuente: Benavent-Climent, 2010)

Garantizar que se forme un mecanismo “pilar fuerte-viga débil” obliga a estudiar con detalle la jerarquía de resistencias entre extremos de vigas y extremos de pilares, y a hacer una estimación del límite superior de la resistencia que pueden llegar a desarrollar las primeras.

En este tipo de estructuras, la plastificación de las conexiones viga-pilar debe ser del tipo indicado en la figura 2.9. Para asegurar este tipo de mecanismo en una conexión viga-pilar, se tiene que cumplir una determinada relación entre las resistencias de los extremos de las columnas y de las vigas que concurren a cada nudo: la suma de los momentos flectores

últimos de las columnas ΣM_{CU} tiene que ser mayor que la suma de los momentos flectores máximos que pueden soportar los extremos de las vigas ΣM_{BU}.

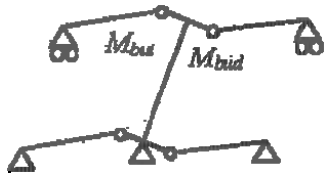


Figura 2.9. Formación de rótulas en vigas. (Fuente: Benavent-Climent, 2010)

La instrucción EAE tiene algunas prescripciones muy genéricas para las uniones en el capítulo dedicado a sismo. Previene contra el fenómeno de desgarro laminar, defectos de entalla, cruce de cordones de soldadura, conformado de elementos de gran espesor y otros defectos que, además, incrementan el riesgo de rotura frágil.

La unión viga-pilar es una unión decisiva incluso para estructuras no sísmicas. Resulta obvio que, en este tipo de unión, la transferencia de esfuerzos se realiza mediante un mecanismo de cortantes ortogonales. Un tipo de unión viga-pilar de fácil ejecución es la denominada *dog-bone* o RBS (*Reduced Beam Section*) (figura 2.10).

La reducción controlada del ancho de las alas permite la formación de una rótula plástica con un momento resistente inferior al original teniendo, por lo tanto, una incidencia más favorable en la unión, evitando cualquiera fallo frágil.

Otro ejemplo de unión viga-pilar es la unión con placa de testa atornillada al ala del pilar. En este tipo de unión se conserva el momento plástico de la viga, lo que significa que la rótula se forma a partir del final de las cartelas. Hay que tener en cuenta que el diámetro de los tornillos debe ser el adecuado para poder penetrar en las alas a través de la placa de testa siendo conveniente utilizar tornillos de la mayor calidad posible (figura 2.10). La gran ventaja que tiene esta unión es que todas las soldaduras se realizan en taller, teniendo, además, unos requisitos de aceptación de soldaduras de nivel elevado B.

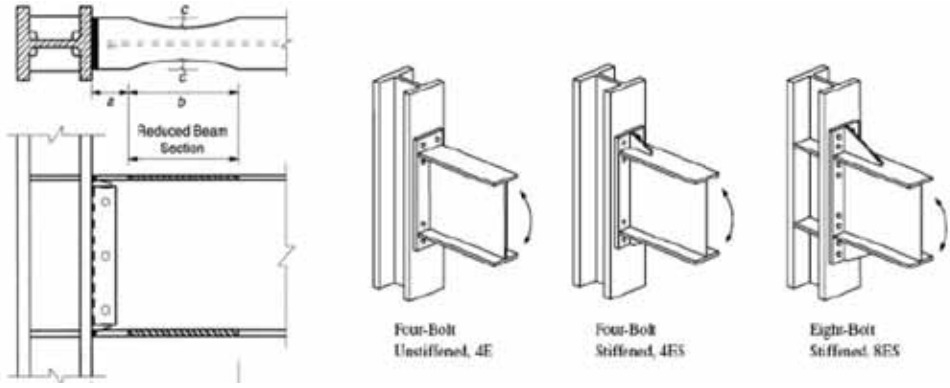


Figura 2. 10. Uniones rígidas viga-pilar (derecha). Unión *dog-bone* (izquierda). (Fuente: Bisch et al, 2012)

2.8. DAÑOS EN ESTRUCTURAS METÁLICAS

En el terremoto de México de septiembre de 1985, el número de estructuras de acero con daños resultó muy inferior al de estructuras de hormigón (Feriche, 1994), pues usualmente el acero se emplea en edificios altos, cuyos periodos son mayores a los dominantes del terreno, por lo que no entraron en resonancia, con la excepción de un edificio de 21 niveles, cuyo periodo antes del sismo era, exactamente, de 2 segundos en una dirección. Hubo otros casos de estructuras de acero dañadas, de construcción relativamente antigua y cuyas conexiones eran insuficientes para garantizar un trabajo adecuado, combinadas con muros no estructurales muy rígidos.

El acero además es uno de los materiales que más se emplean en la reparación de estructuras dañadas. En México hubo varios casos de estructuras dañadas por sismos previos y reparadas empleando distintos criterios. En algunas se conservó el sistema estructural original a base de pórticos rígidos, aumentando la sección de vigas y pilares y colocando más refuerzo, pero sin poder garantizar la continuidad en los nudos. En otras se modificó el sistema estructural original, adicionando muros de rigidez de hormigón armado, o bien elementos diagonales de refuerzo en varias crujías. Algunas de estas reparaciones fueron exitosas, soportando el sismo, en otras hubo daños nuevamente.

Se están haciendo estudios detallados de algunos casos para conocer qué sistema de reparación resulta más eficiente. Es probable que los que modifican drásticamente el sistema estructural original, adicionando elementos de gran rigidez y cambiando sensiblemente el periodo con que oscilaba la estructura, resulten más eficientes, pues apartan a la estructura de una condición de máxima respuesta en sismos previos, por coincidencia de sus características dinámicas con las del suelo.

Las principales patologías que sufren las construcciones con estructura de acero afectadas por un sismo son:

- Mayor fisuración en cerramientos y tabiquerías.
- Desprendimientos de los cerramientos de fachadas, sobre todo en las edificaciones de más altura, siendo las plantas superiores las más afectadas.

Estos dos fallos se deben a la elevada elasticidad del material, provocando mayores deformaciones en la estructura.

- Fallos en la base de los pilares, con aparición de fisuras en la conexión soldada entre el pilar y la placa base. Esto suele deberse a un inadecuado procedimiento constructivo de la soldadura placa-pilar o pilar-viga.
- Fallos en la parte baja de las conexiones viga-pilar, siendo menores en la parte superior, por la inversión a momentos positivos (no previstos en el diseño).

Analizando algunas consecuencias reales, como las ocasionadas tras el sismo ocurrido en Japón en marzo de 2011, en la figura 2.11 puede observarse la fractura de la chapa que conecta una de las diagonales en cruces de S. Andrés con la unión viga-pilar en el primer nivel de un edificio de la zona afectada, así como el pandeo lateral de las diagonales formadas a base de angulares dobles (figura 2.12).



Figura 2.11. Fractura de placa (Fuente: Ávila, 2011)



Figura 2.12. Pandeo lateral de las diagonales (Fuente: Ávila, 2011)

En otro caso de un edificio de dos plantas, para aparcamiento de vehículos, a base de pórticos metálicos de acero rigidizados con contravientos en ambas direcciones, se presentó una gran concentración de deformaciones plásticas en las cartelas de unión de las diagonales con los pórticos (figura 2.13).



Figura 2.13. Deformación en cartela de unión diagonal-pórtico (Fuente: Ávila, 2011)

En la figura 2.14 se muestra, en otro edificio metálico para aparcamiento, las fracturas de las cartelas de unión en los extremos superiores de las diagonales. Este edificio no contaba con rigidizadores que impidieran el posible movimiento de las cartelas fuera de su plano.



Figura 2.14. Fracturas en las cartelas de unión (Fuente: Ávila, 2011)

2.9. DAÑOS ESPECÍFICOS EN UNIONES

2.9.1. INTRODUCCIÓN

A raíz de las experiencias del sismo del 11 de Mayo de 2011 en Lorca, así como de los últimos terremotos ocurridos en diferentes países ubicados en zonas de alta amenaza sísmica, se hace necesario desarrollar una metodología para evaluar el daño de las edificaciones que han sido afectadas por un sismo, con el fin de determinar de forma rápida aquellas edificaciones que son seguras para permitir la ocupación de ellas, aquellas que obviamente son inseguras y que es necesario prevenir que las personas entren a la edificación y aquellas parcialmente dañadas cuya entrada a ellas debe estar restringida para proteger la vida de sus ocupantes y que requerirán de posteriores análisis, de trabajos de reparación y reforzamiento para garantizar la seguridad de sus ocupantes y evitar de esa manera que el número de víctimas sea mayor en el caso de presentarse una réplica.

Desde la década de los años 60, los ingenieros estructurales han empleado diseños de estructuras de acero soldadas en zonas sísmicas. Estas configura 2ciones utilizan vigas soldadas a las columnas con penetración total de dichas uniones y han sido diseñadas con una completa transmisión de esfuerzos desde la viga hacia la columna. Estas estructuras fueron pensadas para resistir terremotos, que no colapsaran durante eventos sísmicos.

El terremoto ocurrido en California en 1994, un gran número de edificaciones de acero construidos con marcos rígidos sismorresistentes sufrió rupturas cerca de las uniones soldadas. Las rupturas fueron consecuencia de fracturas frágiles, en vez de la conducta dúctil esperada (figura 2.15). Estos descubrimientos alarmaron a los diseñadores, inspectores de obras y constructores.



Figura 2.15. Daño unión soldada

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de Estados Unidos (FEMA), proporcionó fondos para investigar los problemas de estructuras soldadas, desarrollaron y probaron nuevas conexiones de vigas a columnas y se revisaron extensamente los procedimientos para soldar, ensayar e inspeccionar estas soldaduras y el resultado de esta investigación, fueron cinco publicaciones:

FEMA 350, “Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Building”.

FEMA 351, “Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Building”.

FEMA 352, “Recommended Postearthquake Evaluation and repair Criteria for Welded, Steel Moment-frame Building”.

FEMA 353, “Recommended Specification and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications”.

FEMA 354, “A Policy Guide to Steel Moment-Frame Construction”.

Esta información ha sido incorporada en las especificaciones sísmicas de AISC (AISC 2005a y AISC 2010) y en recomendaciones de diseño. Los resultados obtenidos del programa FEMA indican que las causas que llevaron a la ocurrencia de las fallas observadas son múltiples. Entre las más importantes, puede mencionarse:

1) El uso de electrodos inadecuados, que no califican para obtener valores de resiliencia requeridos actualmente. Los ensayos realizados sobre probetas obtenidas de edificios con daños por fractura mostraron valores muy reducidos de resiliencia.
2) La práctica constructiva de dejar elementos de respaldo que, si bien sirven durante el proceso de soldadura de cordones de penetración completa, generan problemas en la raíz de la soldadura.
3) La presencia de defectos en la raíz de la soldadura, que no fueron detectados mediante ensayos de ultrasonido.
4) El uso de prácticas constructivas no recomendadas, como el calentamiento excesivo de las piezas a soldar para aumentar la velocidad de deposición del material de soldadura.

Los terremotos de Northridge, California y de Kobe, Japón acontecidos el 17 de enero 1994 y 17 de enero de 1995 respectivamente, demostraron que las fallas más importantes en estructuras metálicas suceden precisamente en las conexiones viga - columna. Se recomienda que las evaluaciones en las estructuras de acero se centren en estas conexiones. Un alto porcentaje de las estructuras de acero, las conexiones típicas soldadas para resistir momentos antes y después del sismo se presentan en la figuras 2.16 y 2.17.

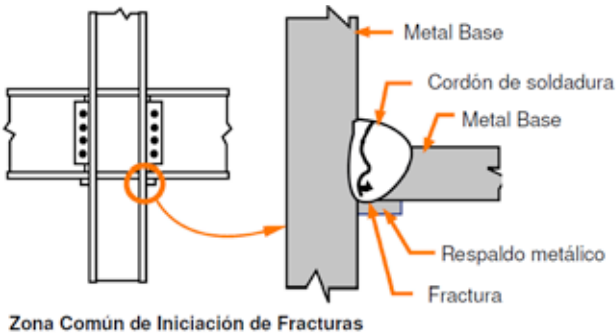


Figura 2.16. Conexión típica soldada.

2.9.2. DAÑOS EN VIGAS

El daño en vigas puede consistir en fluencia, pandeo o fractura de las placas metálicas de respaldo de las vigas en la unión viga – columna. En la tabla 2.4 y figura 2.17 se presentan 8 tipos de daños en vigas.

Tipo	Descripción
G1	Protuberancia (superior o inferior)
G2	Reborde producido (superior o inferior)
G3	Fractura del perfil en la zona afectada térmicamente (ZAT) (superior o inferior)
G4	Fractura del perfil fuera de la zona afectada térmicamente (ZAT) (superior o inferior)
G5	Fractura superior e inferior de la pestaña (no utilizado)
G6	pandeo de la viga
G7	Fractura de la viga
G8	Pandeo lateral de la sección

Tabla 2.4. Tipos de daños en vigas.

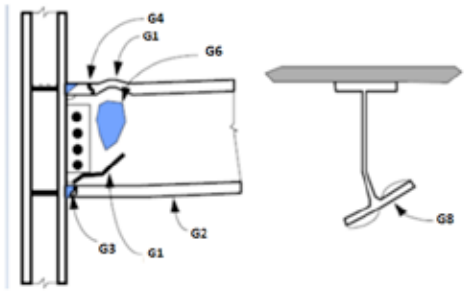


Figura 2.17. Tipos de daños en vigas (Fuente: FEMA 351).

2.9.3. DAÑOS EN PLACAS METÁLICAS DE RESPALDO DE COLUMNAS

Siete tipos de daños que se presentan en las placas metálicas de respaldo de las columnas se definen en la tabla 2.5 e ilustrados en la figura 2.18. Los daños en las columnas resultan en una degradación de la capacidad de la estructura a soportar las cargas gravitacionales así como para la capacidad a cargas laterales.

Tipo	Descripción
C1	Grieta producida en el perfil
C2	Desgarre del perfil
C3	Grieta total o parcial en el perfil fuera de la zona afectada térmicamente (ZAT)
C4	Grieta total o parcial en el perfil en la zona afectada térmicamente (ZAT)
C5	Desgarramiento laminar del perfil
C6	Pandeo del perfil
C7	Falla en la unión de columna

Tabla 2.5. Tipos de daños en columnas

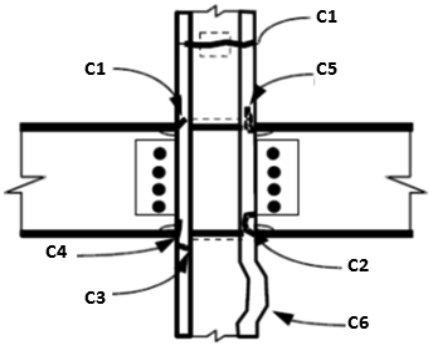


Figura 2.18. Tipos de daños en columnas (Fuente: FEMA 351).

2.9.4. DAÑOS EN SOLDADURA, DEFECTOS Y DISCONTINUIDADES

Tres tipos de daño en soldadura se definen en la tabla 2.6 e ilustrados en la figura 2.19.

Tipo	Descripción
W2	Grieta a través de la soldadura
W3	Fractura en la intersección soldadura – perfil de columna
W4	Fractura en la intersección soldadura – perfil de viga

Tabla 2.6. Tipos de daños en soldadura, defectos y discontinuidades.

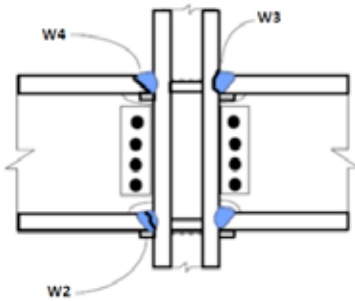


Figura 2.19. Tipos de daños en soldadura (Fuente: FEMA 351)

2.9.5. DAÑOS POR CORTANTE

Seis tipos de daños por cortante en viga – alma de columna se definen en la tabla 2.7 y se ilustran en la figura 2.20.

Tipo	Descripción
S1	Grieta parcial en la soldadura de columna
S2	Fractura de la soldadura suplementaria
S3	Fractura a través de pernos o distorsión severa
S4	Fluencia o pandeo del perfil
S5	Perno suelto, dañado o perdido
S6	Fractura total en la soldadura de columna

Tabla 2.7. Tipos de daños por cortante

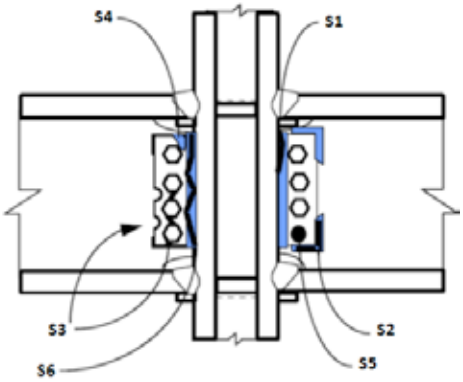


Figura 2.20. Tipos de daño por cortante (Fuente: FEMA 351)

2.9.6. DAÑOS EN NUDO

Nueve tipos de daños en el nudo de la estructura y elementos adyacentes se definen en la tabla 2.8 y se ilustran en la figura 2.21.

Tipo	Descripción
P1	Fractura, pandeo o fluencia del perfil tirante
P2	Fractura en soldadura del perfil tirante
P3	Fluencia o deformación dúctil del alma
P4	Fractura de la soldadura
P5	Fractura parcial de la placa
P6	Fractura parcial en el alma
P7	Fractura total o casi total en el alma
P8	Pandeo del alma
P9	Columna con daño severo

Tabla 2.8. Tipos de daños en el nudo.

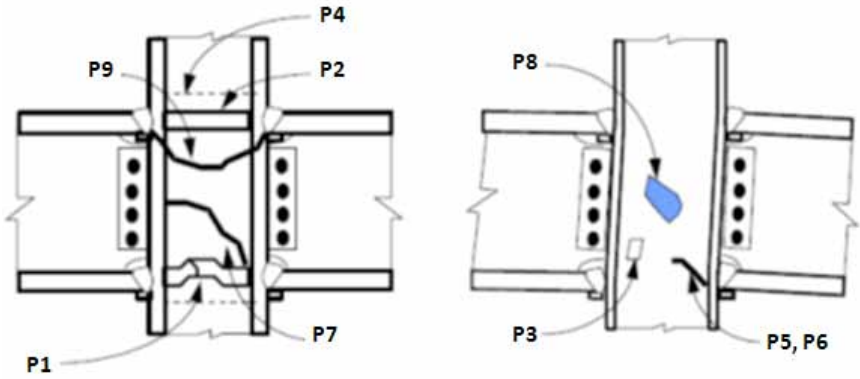


Figura 2.21. Tipos de daño en nudo (Fuente: FEMA 351)

2.10. TÉCNICAS DE REFUERZO EN ESTRUCTURAS METÁLICAS

De entre los sistemas de consolidación y restauración que se han usado en las últimas décadas para reforzar y proteger las construcciones existentes, por sus cualidades, el acero es uno de los materiales más recurridos en dicha actividad.

El uso de refuerzos basados en cemento y/o hormigón está muy extendido, en especial en operaciones de mejora sísmica en forma de inyecciones y/o elementos de hormigón armado, pero su compatibilidad con obras de viejas construcciones es cuestionable. Por otra parte, dichas operaciones no resultan reversibles.

Los refuerzos basados en elementos de acero se emplean mucho y son particularmente eficaces en casos de construcciones monumentales y para edificios que requieren una intervención urgente debido a daños severos, como los ocasionados por sismo, que suponen un alto riesgo de colapso estructural.

Un refuerzo metálico como el de la figura 2.22 requiere un análisis detallado, tanto de la entrada en carga del refuerzo, como de la resolución de los nudos a nivel de piso. Ello conlleva a que, generalmente, si no se conecta al elemento existente el original, deba llevarse el refuerzo hasta la cimentación, y a la vez deban disponerse verdaderas placas de asiento a nivel de piso para la transmisión o asegurar su continuidad. Por otra parte en general estos

elementos deben ser chapados, requiriendo uno espesores similares a los que en su caso se obtendrían con forros de hormigón.

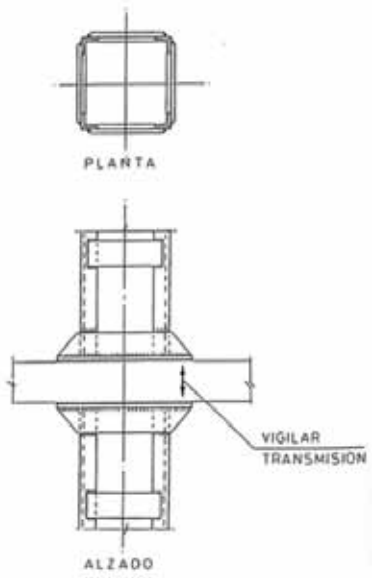


Figura 2.22. Refuerzos metálicos en pilares (Fuente: González y Díaz, 2000)

En general, y aunque su disposición sea habitual, los refuerzos metálicos deben disponerse una vez agotados los recursos para disponer refuerzos de hormigón, pues si se quiere garantizar su eficacia hay que estudiar cuidadosamente el detalle de los nudos y de las transmisiones de carga entre la estructura original y la reforzada.

En lo referente al refuerzo de elementos solicitados a flexión y cortante, se pueden disponer elementos metálicos adosados (figura 2.23), en los que el condicionante de dimensionado suele ser la comprobación de deformabilidad.

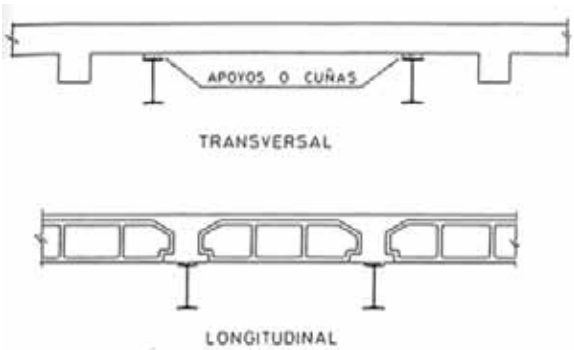


Figura 2.23. Refuerzos metálicos en forjados (Fuente: González y Díaz, 2000)

Existen diversas técnicas para reforzar las vigas de acero existentes (figura 2.24):

- Soldar chapas o perfiles en las alas superior e inferior.
- Soldar a las alas perfiles en U o en H.

- Soldar chapas entre las alas superior e inferior para formar un perfil en cajón.

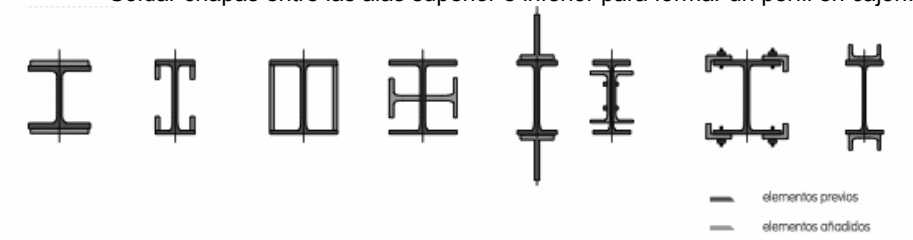


Figura 2.24. Refuerzos de acero (Fuente: Mazzolani, 2008)

En todo caso, la combinación de materiales existentes y nuevos debe considerarse con cuidado. Si se van a utilizar tornillos de unión se debe tener en cuenta la pérdida de sección resistente del elemento original en el momento del taladrado, ya que esta situación temporal podría ser crítica.

Si se usa la soldadura como alternativa, la especificación de la técnica de soldadura debe ser compatible con el material existente.

También es posible mejorar una unión viga-columna (figura 2.25) y transformar una articulación articulada o semirrígida en unión rígida (figura 2.26).

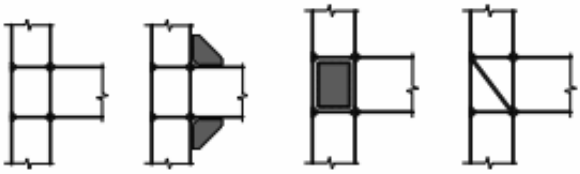


Figura 2.25. Refuerzos metálicos de viga-columna (Fuente: Mazzolani, 2008)



Figura 2.26. Transformación de una unión articulada o semirrígida en rígida (Fuente: Mazzolani, 2008)

También es posible reforzar estructuras convirtiendo una sección de hormigón existente en mixta, adosando un perfil metálico, que incorpore los conectadores, al original (figura 2.27). Los conectadores se introducen en alojamientos que con posterioridad son inyectados o rellenados. Esta solución, aplicable a los casos de forjados planos (en losa maciza o de viga plana), se complementa con collarines de chapa adheridos a los pilares, a los que se suelda el alma del perfil.

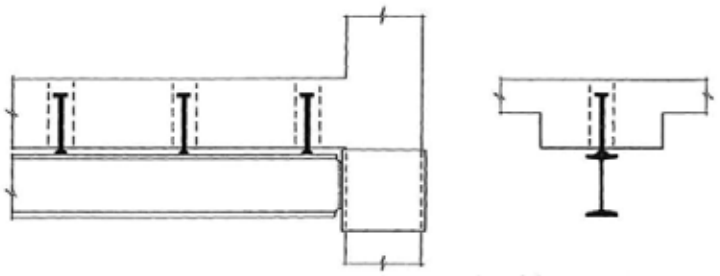


Figura 2.27. Refuerzo mediante conversión de una sección de hormigón en mixta (Fuente: González y Díaz, 2000)

Otra solución típica de refuerzo es la incorporación de 'nuevas' armaduras a base de chapas adheridas con resinas epoxi. Aunque las chapas pueden ser metálicas, normalmente se utilizan bandas de fibra de carbono. En la figura 2.28 se define con A_{s1} la armadura original existente en el elemento, mientras el área A_{s2} sería la armadura de refuerzo. Esta armadura A_{s2} podría estar constituida por redondos siempre que se tuviese fiabilidad de que quedase garantizada la absorción de tensiones tangenciales, al igual que en el caso de chapas o bandas adheridas con epoxi, lo que obligaría a disposiciones especiales en la armadura transversal del elemento que se refuerza. Esta última consideración dificulta el empleo de redondos, haciendo que el refuerzo con chapas o bandas adheridas sea más sencillo de ejecutar.

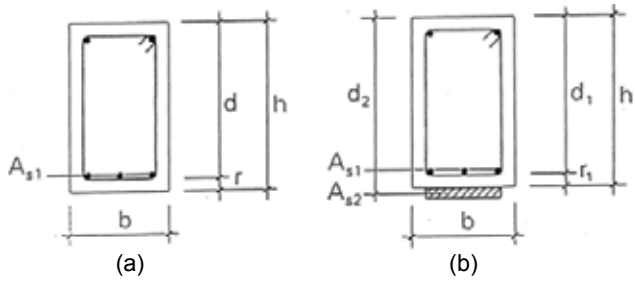


Figura 2.28. Refuerzo en flexión mediante chapas adheridas con resina epoxi. (a) Sección original. (b) Sección reforzada. (Fuente: González y Díaz, 2000)

2.11. MEJORA DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

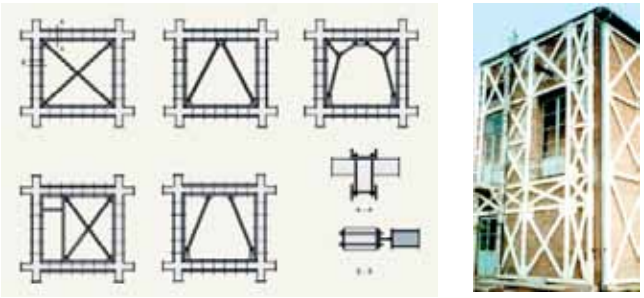
Mediante el empleo de refuerzos de acero también es posible conseguir una mejora en la respuesta sísmica de estructuras que precisen de una intervención preventiva, normalmente por el deterioro o antigüedad de las mismas, sobre todo en edificios monumentales.

Este tipo de intervenciones suele realizarse en los casos en los que aún no se ha provocado el desastre, pudiendo por lo tanto realizar un pormenorizado análisis y diseño de las soluciones y lograr un elevado incremento de la seguridad estructural de los edificios. No obstante, también podría emplearse en las horas siguientes a la ocurrencia de un evento sísmico, aunque en ese caso la emergencia de la situación y el riesgo de colapso estructural de las edificaciones obligaría a realizar intervenciones rápidas y simples con un ajustado margen de estudio y actuación.

El uso de arriostramientos de acero es muy eficaz como refuerzo sísmico tanto en estructuras de fábrica como en las de hormigón armado (figura 2.29a). Permite introducir muros de cortante en celosía, aumentando la resistencia de la estructura frente a fuerzas horizontales y redistribuyendo la rigidez interna respetando el centro de esfuerzos cortantes (se minimizan los fenómenos de torsión).

En lo que respecta a estructuras de fábrica, los arriostrados de acero pueden colocarse en el interior o junto al muro de fábrica y deben unirse a las estructuras del forjado superiores e inferiores (figura 2.29b). En Mazzolani (2008) puede consultarse un interesante ejemplo de mejora del comportamiento sísmico de los edificios de fábrica del distrito de Capodimonte en el centro histórico de Ancona (Italia).

En lo relativo a las estructuras de hormigón armado, los perfiles de acero se unen al perímetro de los elementos de la estructura aporticada, dentro de la cual las diagonales pueden formar la clásica cruz de S. Andrés, u otros tipos de arriostramientos si resultan más adecuados para el uso del edificio, como el caso de la disposición en K.



(a) (b)

Figura 2.29. Arriostramientos con acero. (a) Sistemas diversos. (b) Arriostramiento en fachada de un edificio de fábrica (Fuente: Mazzolani, 2008)

Otra técnica en la rehabilitación de edificios históricos consiste en el uso de sistemas de control pasivo mediante dispositivos de absorción de energía que funcionan como fuerza de choque contra las fuerzas sísmicas, es decir, como un filtro que reduce considerablemente el impacto del sismo sobre la estructura protegida. El caso de aplicación más habitual de esta técnica es la sustitución de cubiertas de madera por una nueva estructura de acero.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AISC Committee on Specifications. (2010). *Seismic provisions for structural steel building.* American Institute of Steel Construction (AISC).

Argüelles, R., Argüelles, R., Argüelles, J.M., Arriaga, F. & Atienza, J.R. (2013). *Estructuras de acero 1. Fundamentos y cálculo según CTE, EAE y EC 3.* Madrid: Bellisco.

Arnedo, A. (2013). *Estructuras de acero sometidas a sismo*. Ponencia curso "Proyecto y rehabilitación sismorresistente". Cartagena: Universidad Politécnica de Cartagena.

Ávila, A. (2011). *Efectos en las estructuras*. México D.F.: Instituto de Ingeniería, UNAM.

Benavent-Climent, A. (2010). *Estructuras sismorresistentes*. Madrid: MAIA Ediciones.

Bisch, P., Carvalho, E., Degee, H., Fajfar, P., Fardis, M., Franchin, ... Tsionis, G. (2012). Eurocode 8: Seismic design of buildings - Worked examples. En: Acun, B., Athanasopoulou, A., Pinto, A., Carvalho, E. & Fardis, M. (eds.) *Workshop EC 8: Seismic Design of Buildings*; Lisbon, 2011. Luxembourg: JRC, European Comission.

Chopra, A.K. (1995). *Dynamics of structures.* Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.

Comisión Permanente de Estructuras de Acero. (2012). *EAE Instrucción de Acero Estructural.* Madrid: Ministerio de Fomento.

Comité Europeo de Normalización [CEN]. (2011). *UNE-EN 1998-1 Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes - Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación*. Madrid: AENOR.

Crisafulli, F.J. (2012). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero.* Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero.

FEMA 350. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Building*. SAC Joint Venture.

FEMA 351. (2000). *Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment–frame buildings*. SAC Joint Venture.

FEMA 352. (2000). *Recommended postearthquake evaluation and repair criteria for welded steel moment-frame building*. SAC Joint Venture.

Feriche, M. (1994). Daños producidos por terremotos. *El estudio de los terremotos en Almería* (pp. 89-112). Almería: Instituto de Estudios Almerienses.

González, E. & Díaz, J. (2000). Aplicabilidad de distintos métodos de refuerzo en las estructuras de edificación. *Técnicas avanzadas de evaluación estructural, rehabilitación y refuerzo de estructuras* (pp. 69-102). Murcia: IECA.

Mazzolani, F. (2008). *El acero en la rehabilitación*. Madrid: ArcelorMittal.
Pérez, J. (1986). Guía práctica para la evaluación estructural de edificios dañados. *Revista IMCYC*, 184(24), 15-28.

Rodríguez, M. & Castrillón, E. (1995). *Manual de evaluación post-sísmica de la seguridad estructural de edificaciones*. México: Instituto de Ingeniería UNAM.

3. EDIFICACIONES CON ESTRUCTURA DE HORMIGÓN

Antonio Tomás Espín
Dpto. de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Cartagena.

Carlos J. Parra Costa
Dpto. de Arquitectura y Tecnología de la Edificación, Universidad Politécnica de Cartagena.

José Antonio Huesca Tortosa
Dpto. de Construcciones Arquitectónicas, Universidad de Alicante.

3 EDIFICACIONES CON ESTRUCTURA DE HORMIGÓN

3.1. COMPORTAMIENTO Y RESISTENCIA FRENTE AL SISMO

El primer paso en el estudio del comportamiento resistente frente al sismo viene dado por la sismicidad, es decir el cálculo de la peligrosidad sísmica, de la probabilidad de que durante un terremoto de magnitud y localización aleatorias se supere en un emplazamiento de un determinado parámetro representativo del nivel de excitación del terreno, definido normalmente como la aceleración o la intensidad sentida. La determinación del efecto de un movimiento sísmico probable en un determinado emplazamiento constituye el segundo eslabón en la secuencia de cálculo típica en todo problema de sismicidad.

En relación a los daños que se producen en la edificación actualmente existen varias escalas de intensidad sísmica usadas en el mundo pero la más utilizada es la escala de intensidades de Mercalli Modificada (MM) (tabla 3.1).

Grado	Efectos del terremoto
I	Muy débil. Microsismo, detectado por instrumentos
II	Débil. Sentido por algunas personas (generalmente n reposo)
III	Leve. Sentido por algunas personas dentro de edificios
IV	Moderado. Sentido por algunas personas fuera de edificios
V	Poco fuerte. Sentido por casi todos
VI	Fuerte. Sentido por todos
VII	Muy fuerte. Las construcciones sufren daños moderados
VIII	Destructivo. Daños considerables en estructuras
IX	Ruinoso. Daños graves y pánico general
X	Desastroso. Destrucción de edificios bien construidos
XI	Muy desastroso. Casi nada queda en pie
XII	Catastrófico. Destrucción total

Tabla 3.1. Escala Modificada de Mercalli.

Una vez que la onda llega al edificio su respuesta es muy diversa. Así, por ejemplo las fuerzas de inercia que aparecen en el movimiento sísmico son mayores mientras más masa tiene el edificio. El problema se comprende si se analiza el comportamiento de un péndulo, donde sin conocer las dimensiones absolutas del péndulo es imposible calcular el periodo de oscilación del mismo. Si el péndulo es una bolita con unos centímetros de longitud el péndulo oscilará de un extremo a otro en menos de un segundo, en cambio si el péndulo es una bola de demolición con un cabrestante de 20 metros, se visualiza que el periodo de oscilación de más de un segundo. Es decir edificios similares con un número diferentes de pisos (o una distribución de masas diferentes) se comportan de manera diferente frente al sismo.

La altura del edificio influye directamente en el periodo de oscilación, si aumenta la altura aumenta el periodo. Si un edificio alto tiene un periodo cercano a 2 segundos es

probable que su aceleración sea menor que un edificio más bajo con periodos de ½ segundo, sin embargo muchos registros de terremotos indican que los sismos concentran su energía y mayores aceleraciones en periodos cercanos a ½ segundo. De ahí que pese a que algunos códigos limiten la altura de la construcción en zonas sísmicas, la tendencia actual es que la limitación sea un producto de la calidad de diseño.

3.1.1. MODELOS SÍSMICOS EN EDIFICACIÓN

Desde el punto de vista físico un edificio puede modelizarse con un oscilador armónico (figura 3.1).

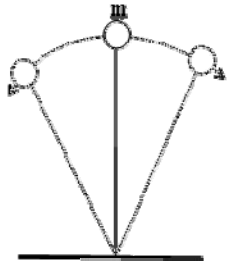


Figura 3.1 Oscilador armónico.

Se trata de un sistema mecánico elástico-lineal que al ser desplazado fuera de su posición de equilibrio oscila en torno a ese punto. Con el paso del tiempo este movimiento tiende a recuperar la posición de equilibrio como efecto del amortiguamiento. La ecuación de movimiento está definida, en este caso, por:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = 0$$

Planteando las ecuaciones de equilibrio de fuerzas, se obtiene la ecuación de movimiento del sistema sin amortiguar:

$$m\ddot{x}(t) + kx(t) = 0$$

De donde puede obtenerse la frecuencia natural de excitación ωn normalmente expresada en rad/s:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

De esta expresión se observa que la frecuencia natural del sistema es directamente proporcional a la rigidez e inversamente proporcional a la masa. Por tanto, estas relaciones serán las contrarias con el período natural de excitación T_n, expresado en segundos

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

Si lo anterior se expresa en forma matricial para sistemas de n grados de libertad:

$$[M]\ddot{x} + [K]x = 0$$

donde para que existan soluciones distintas de la trivial debe cumplirse que el determinante de la matriz de coeficientes sea nulo:

$$\left|[k] - \omega^2 [M]\right| = 0$$

Como solución de este polinomio característico se obtiene n autovalores $\omega i2$ que se corresponden con las frecuencias naturales o propias con las cuales la estructura puede vibrar libremente. A la frecuencia más baja ω_1 se le denomina frecuencia fundamental y tiene asociado un periodo fundamental de valor

$$T_1 = 2\pi / \omega_1$$

Cada autovalor $\omega i2$ lleva asociado a un autovector $\{x_i\}$ denominado modo de vibración, que indica la forma de la deformada que adquiere el sistema vibrado con la correspondiente frecuencia natural.

Ahora bien, lo habitual es que las estructuras posean cierto amortiguamiento, es decir que el proceso causante de un movimiento vibratorio disminuya con el tiempo. Las razones de esta disminución de la vibración es diverso: por rozamiento, por histéresis del propio material, etc. Así ahora un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso, cuya ecuación del movimiento es:

$$m\,\ddot{x}(t) + c\,\ddot{x}(t) + k\,x(t) = 0$$

La solución de esta ecuación es de la forma:

$$x(t) = e^{-\frac{c}{2m}t}\left\{A_1 e^{r_1 t} + A_2 e^{r_2 t}\right\} \rightarrow r_1 = \sqrt{\frac{c^2}{4m^2} - \frac{k}{m}} = -r_2$$

Cuando la raíz de la expresión es real, el sistema está sobreamortiguado y tiende exponencialmente a la posición de equilibrio sin oscilar. Si la raíz se anula, el sistema tiende a la posición de equilibrio en el menor tiempo posible. En este caso se dice que el sistema está críticamente amortiguado, para un valor crítico de la constante de amortiguamiento (ccr)

$$\frac{c_{cr}^2}{4m^2} = \frac{k}{m} \rightarrow c_{cr} = \sqrt{4km} = 2m\,\omega_n$$

En estructuras de edificación suele suceder que las raíces son complejas y, en ese caso, el sistema vibra con amplitud decreciente hacia su posición de equilibrio. En este caso:

$$x(t) = e^{-\frac{c}{2m}t}\left\{A_1 \cos\omega_d t + A_2 \operatorname{sen}\omega_d t\right\} \rightarrow \omega_d = \sqrt{\frac{c^2}{4m^2} - \frac{k}{m}} = \omega_n\sqrt{1-\xi^2}$$

donde ω_d es la frecuencia de vibración amortiguada. En edificación el factor de amortiguamiento suele ser inferior a 0,1, lo que da lugar a que la frecuencia de vibración amortiguada (ω_d) y la frecuencia natural (ω_n) sean similares, y por tanto la frecuencia de oscilación libre del sistema no dependa del amortiguamiento.

En cualquier caso es difícil obtener el amortiguamiento en edificación y lo usual es que la normativa defina el ratio de amortiguamiento en relación al crítico:

$$\varsigma = \frac{c}{c_{cr}}$$

donde ζ suele expresarse en tanto por ciento. En edificación suele adoptarse un valor de ζ del 5 %.

Si se introduce una vibración forzada al sistema de un gdl, tal como una fuerza excitador a de tipo armónico, planteando la ecuación de equilibrio de fuerzas la ecuación, del movimiento queda de la forma:

$$m\,\ddot{x} + c\,\dot{x} + k\,x = F(t) = F_o\,\mathrm{sen}\,\omega t$$

La solución de la ecuación es la suma de la ecuación homogénea y una solución particular de la completa. Es decir:

$$x(t) = x_h(t) + x_p(t)$$

donde el término $x_h(t)$ expresa la vibración libre que corresponde a la respuesta transitoria del sistema. Con la amortiguación esta vibración desaparece al cabo de cierto tiempo y depende de las condiciones iniciales de desplazamiento y velocidad.

$$x_h(t) = e^{-\left(\frac{c}{2m}\right)t}\left[A_1\cos(\omega_d t) + A_2 \mathrm{sen}(\omega_d t)\right]$$

y $x_p(t)$ define la respuesta de carácter permanente, es decir, la vibración no desaparece hasta que lo hace la excitación exterior

$$x_p(t) = \frac{F_0 / k}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi\frac{\omega}{\omega_n}\right]^2}}\,\mathrm{sen}\,\omega t$$

La respuesta del sistema para una carga estática de amplitud F_0 viene dada por F_0 / k. Se define como coeficiente de ampliación dinámica o factor dinámico de carga la relación entre las respuestas (desplazamiento, velocidad o aceleración) dinámica y estática del sistema ante una acción de la misma amplitud:

$$\frac{X}{F_0 / k} = \frac{X}{X_{est}} \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi \frac{\omega}{\omega_n}\right]^2}}$$

La evolución del coeficiente de amplificación dinámico en función de la frecuencia de la fuerza excitadora puede generar tres escenarios:

- Si $\omega < \omega_n$ ($\omega \rightarrow 0$): Se incrementa la amplificación cuanto más se aproxima la fuerza excitadora a la frecuencia natural del sistema. El amortiguamiento tiene dos funciones relevantes: por una parte disminuir la amplificación de respuesta y por otro incrementar el desfase j.

- Si $\omega \rightarrow \omega_n$: Se produce la máxima amplificación de la respuesta. Es lo que se conoce como resonancia. Dicha amplitud máxima o de resonancia ocurre para una frecuencia w_r con valor:

$$\omega_r = \omega_n \sqrt{1 - 2\xi^2}$$

por lo que la amplificación es

$$\left.\frac{X}{X_{est}}\right|_{máx} = \frac{1}{2\xi\sqrt{1 - 2\xi^2}} \approx \frac{1}{2\xi}$$

- Si $\omega > \omega_n$: Conforme la frecuencia de excitación aumenta al sistema le es imposible seguir las oscilaciones producidas por la acción exterior, por lo que tiende al reposo.

$$\left.\frac{X}{X_{est}}\right|_{\omega \rightarrow \infty} = 0$$

3.1.2. PARÁMETROS DINÁMICOS: EL AMORTIGUAMIENTO (C)

Al modelo de diseño de una estructura se le denomina "simple" cuando puede idealizarse como una masa m, concentrada en un punto, soportada por una estructura sin masa con una rigidez k en la dirección del movimiento (figura 3.2). En la que los elementos estructurales son incompresibles axialmente, por lo que se consideran pequeños desplazamientos perpendiculares al eje que permiten la deformación dentro del régimen elástico.

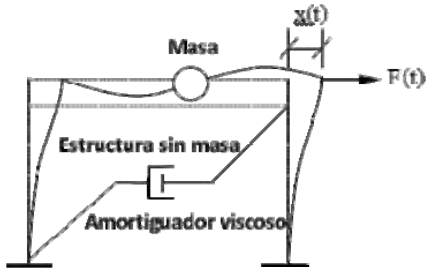


Figura 3.2. Estructura sometida a fuerza externa.

En el análisis estático se formulan 3 gdl (desplazamiento horizontal y dos rotaciones) para determinar la rigidez del sistema. En contraposición, para el análisis dinámico la estructura tiene sólo 1 gdl (desplazamiento horizontal) si se idealiza con una masa concentrada localizada a nivel del forjado.

A partir de un desplazamiento inicial x(0), la estructura vibra u oscila libremente alrededor de la posición de equilibrio y mediante el amortiguamiento recupera el reposo. En el amortiguamiento la energía cinética y la energía potencial del sistema vibratorio se disipan a través de varios mecanismos, como pueden ser:

- Microfisuras en el hormigón.
- Fricción entre uniones metálicas
- Fricción propia de la estructura con elementos no estructurales como tabiques de partición y cerramientos de fachada.
- Agotamiento de los materiales por fatiga

Para introducir el efecto de disminución del movimiento de la estructura el elemento más usado es el amortiguador viscoso debido a su sencillez matemática.

La fuerza interna del amortiguador es igual y de sentido opuesto a la fuerza externa f_D. La fuerza de amortiguamiento f_D está relacionada con la velocidad a través del amortiguador viscoso lineal por la siguiente expresión

$$f_D = c.\dot{x}$$

donde c es el coeficiente de amortiguamiento viscoso, medido en Ns/m. De aquí puede deducirse que el amortiguamiento produce una disipación de energía que depende exclusivamente de la velocidad del movimiento.

El valor de c está destinado a modelizar la relación entre la disipación de energía y las amplitudes de deformación dentro del límite elástico y lineal de toda la estructura. El coeficiente c está determinado por experimentos y puede variar con la amplitud de deformación por lo que se aconseja considerar un valor de deformación asociada al límite elástico lineal de la estructura.

3.1.3. PARÁMETROS DINÁMICOS: LA RIGIDEZ (*K*)

Al aplicar una fuerza externa en la estructura existen unas fuerzas internas inerciales que se oponen al movimiento. La relación entre la fuerza aplicada y la deformación experimentada determina la rigidez ce la estructura. Dentro del régimen elástico y lineal de la estructura para pequeños desplazamientos podemos describir este comportamiento como:

$$f_S = k.x$$

donde:

f_s fuerza exterior aplicada
K la rigidez lateral de la estructura expresada en N/m
x la deformación en la dirección de la fuerza.

De modo que a la hora del diseño, las rigideces de los elementos quedan definidas por las condiciones de contorno al limitar los desplazamientos y las deformaciones quedan determinadas por las propiedades elásticas del material y su geometría. (Módulo de Young e Inercia de rotación).

La rigidez es una fuerza inercial que se opone al movimiento por lo que condiciona el modo de vibración del edificio y la respuesta ante la oscilación. Sin embargo el periodo de oscilación y la frecuencia determinan el espectro de respuesta estructura. Los parámetros como la masa, la rigidez y la altura modifican este comportamiento global.

La figura 3.3 muestra la evolución de la rigidez conforme aumenta la altura de un edificio tipo con estructura de hormigón armado. De forma genérica puede afirmarse que la rigidez global de un edificio ante acciones horizontales decrece de manera proporcional conforme crece la altura. Por ejemplo, la rigidez de un edificio de 20 plantas es del orden de la mitad de uno de 10 plantas e iguales características.

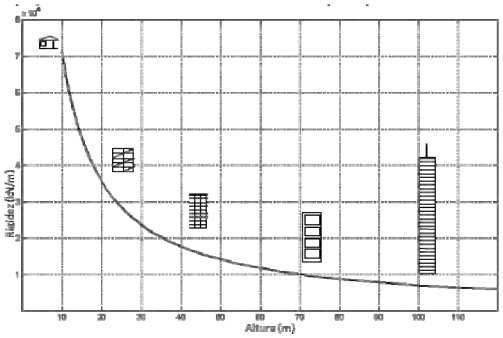


Figura 3.3 Rigidez vs altura.

3.1.4. PARÁMETROS DINÁMICOS: LA MASA (M)

Las fuerzas inerciales que aparecen en los terremotos son producto de la masa del edificio y la aceleración actuante. Por esta razón en zonas con sismicidad importante es conveniente que la estructura y los elementos no estructurales sean lo más ligeros posibles.

Por otro lado con el aumento de las plantas, crece la masa del edificio y por tanto la fricción en los nudos, lo que contribuye significativamente al amortiguamiento al disipar energía a través de la fuerza de rozamiento o fricción. En la determinación del amortiguamiento de edificios con una misma tipología estructural, el factor determinante es la masa (figura 3.4).

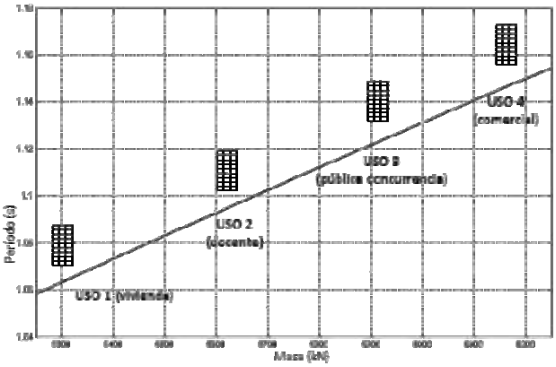


Figura 3.4 Influencia de la masa en el periodo.

En la figura 3.5 se observa que en la determinación del coeficiente de amortiguamiento c, la masa del edificio tiene una mayor influencia que su período de vibración, ya que aquélla crece en un orden de magnitud superior de lo que lo hace el período. Es decir, para el ejemplo de la gráfica, por cada planta que crece el edificio se incrementa su masa en unos 1000 kN, mientras que el período sólo lo hace unas centésimas de segundo .

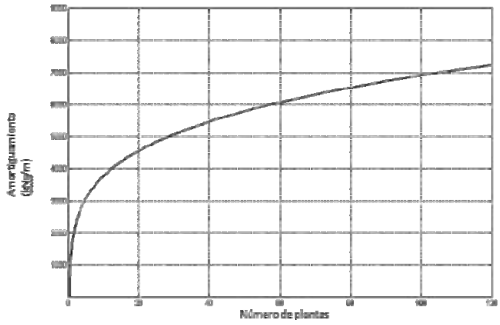


Figura 3.5 Numero de plantas vs amortiguamiento.

3.1.5. PARÁMETROS DINÁMICOS: FRECUENCIA DE RESONANCIA (Ω_R)

Con el fenómeno de la resonancia se produce una amplificación del movimiento que puede poner en serio riesgo al conjunto del edificio. Si la estructura se diseña para un comportamiento elástico y lineal no es posible asegurar cuál la respuesta en estado plástico si la acción sísmica fuerza a la estructura a rebasar su límite elástico. Análogamente, la influencia del terreno de cimentación, las condiciones topográficas donde se asienta el edificio y el sistema estructural (amortiguamiento) escogido son algunos de los factores a tener en cuenta en el diseño sismorresistente a la hora de prever el fenómeno de resonancia.

La frecuencia de resonancia puede definirse como:

$$\omega_r = \omega_n \sqrt{1 - 2\xi^2}$$

Para valores de x normales en edificación (menos de 10 %), puede afirmarse que la frecuencia de resonancia en estructuras de edificación está muy próxima a la frecuencia natural de vibración, ya que el efecto del amortiguamiento es despreciable. Sin embargo en estructuras con aislamiento antisísmico, varía considerablemente el período natural de vibración del edificio, evitando así el efecto catastrófico.

La resonancia en edificación se traduce en la superación del límite elástico, rotura de piezas resistentes, deformaciones excesivas, y una serie de daños que pueden conducir al colapso estructural. Puede deducirse que para estructuras más flexibles (gran período), la frecuencia asociada a la carga dinámica, es decir, la frecuencia de resonancia es menor que para estructuras rígidas. Por ejemplo, para edificios de una planta de mampostería, la frecuencia de resonancia es del orden de seis veces mayor que la de una estructura con las mismas dimensiones realizada con acero.

También puede colegirse que la frecuencia necesaria para que el edificio experimente sus máximos desplazamientos, decrece con la altura. Por esta razón el paso acompasado de

un grupo de militares con una frecuencia de 2 pasos por segundo (4p rad/s) tendrá consecuencias más negativas en edificios de mayor altura que en los de menor número de plantas. Para acercarse a la frecuencia de resonancia de edificios de una planta o similares habría que incrementar el paso de esa tropa unas diez veces más. Lo cierto es que las frecuencias de tales magnitudes las alcanzan maquinarias rotativas sin amortiguamiento y ciertas acciones sísmicas.

3.1.6. COMPORTAMIENTO PLÁSTICO: DUCTILIDAD

La energía adicional proveniente del sismo se disipa durante un ciclo de deformación entre los límites de –x0 y +x0 y viene dada por el área encerrada por el ciclo de histéresis abcda. La aproximación más común y directa para determinar la disipación de energía a través del comportamiento inelástico es reconocer la relación no lineal anelástica entre la fuerza resistente y la deformación

La curva del estado de cargas inicial es no lineal para amplitudes grandes de deformación, y las curvas sucesivas de carga-descarga difieren de la curva inicial de carga. Esto implica que la fuerza f_S correspondiente a la deformación x no tiene un valor único y depende de la historia de deformaciones, y de cómo la deformación aumenta (velocidad positiva) o disminuye (velocidad negativa). Así, la fuerza resistente, f_S, puede expresarse como:

$$f_S = f_S(x, \dot{x})$$

La ductilidad es la capacidad que posee una estructura para disipar energía dentro de su rango plástico. Viene determinada por el material, las secciones y la tipología de la propia estructura, entre otros factores. En estructuras porticadas, el criterio que garantiza una ductilidad del conjunto es el de columna fuerte-viga débil. Este criterio consiste en favorecer que la acción sísmica concentre su energía en la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas de manera que no se consiga el colapso global de la estructura. Por lo tanto, la ductilidad asegura un retraso en el colapso del edificio, con todos los beneficios que esto conlleva.

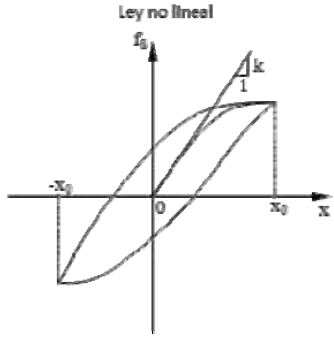


Figura 3.6. Ciclo de histéresis en un nudo de acero viga-pilar.

En los edificios porticados es un requisito que los elementos horizontales fallen antes que los verticales. Las vigas y losas aunque pueden no suelen fallar suelen tener fallos locales que forman rótulas plásticas, en cambio los pilares colapsan sin avisar bajo las cargas verticales, arrastrando al conjunto de la estructura tras ellos, al convertirse en un mecanismo con la base articulada. Por lo tanto, no es tan importante el número de rótulas o articulaciones plásticas que puedan formarse, como los elementos estructurales susceptibles de comportarse

de una manera más allá de su límite elástico. En una estructura existirán diferentes zonas de disipación de energía, que por lo general se sitúan el los nudos viga-pilar y en los extremos de las vigas.

3.1.7. EL ESPECTRO DE RESPUESTA

Para la determinación de la magnitud focal de terremotos se utilizan los resultados aportados por el denominado sismógrafo o sismómetro, es decir, la respuesta o registro en forma de sismograma (figura 3.7)

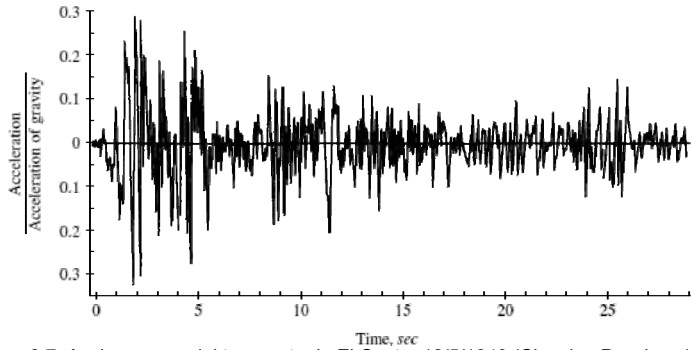


Figura 3.7. Acelerograma del terremoto de El Centro 18/5/1940 (Clough y Penzien, 1975)

Ahora bien la dificultad de su aplicación directa al cálculo y análisis de estructuras hace que se empleen espectros de respuesta. El espectro elástico de respuesta se trata de una técnica que permite determinar las amplitudes máximas de respuesta de un peine de osciladores armónicos de un grado de libertad a una determinada excitación, en este caso de origen sísmico.

De forma genérica, puede definirse el espectro de respuesta como una gráfica que representa la respuesta máxima (en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración u otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada, en este caso la acción sísmica, en una estructura caracterizada como un oscilador de 1 gdl. En el eje de abscisas se representa el período propio o frecuencia propia de la estructura y en el de ordenadas la respuesta máxima calculada para un factor de amortiguamiento específico.

Los espectros elásticos de repuesta son útiles para el cálculo sísmico de estructuras lineales, caracterizadas porque la fuerza actuante es directamente proporcional al desplazamiento relativo entre la base de la estructura y su coronación.

Este modelo no es muy real, ya que la fuerza no puede aumentar indefinidamente al aumentar el desplazamiento (x) sino que a partir de un cierto valor el material entra en fluencia y se pierde la proporcionalidad de deformaciones. Además esto se ve agravado por la aparición del fenómeno de histéresis. Para tener en cuenta esto se utiliza un modelo no lineal de tipo elastoplástico, donde aparece un parámetro adicional al amortiguamiento que es el factor de ductilidad.

Además, de los espectros se definen para todo acelerograma otras dos curvas espectrales, denominadas “pseudoespectros de velocidad relativa y aceleración absoluta”, a costa de suponer una respuesta cuasi-lineal del oscilador, que funciona entonces como un muelle elástico, facilitando así los cálculos.

El significado físico de los espectros puede visualizarse suponiendo una serie de edificios, representados por péndulos con diferentes periodos (T), representativos del modo fundamental de vibración de los edificios originales. Si se supone que parecen en la interfase de unión con el suelo trenes de ondas de esfuerzo cortante con velocidad de traslación vs, y longitudes de onda tales que:

$$v_s = \frac{L_1}{T_1} = \frac{L_2}{T_2} = ... = \frac{L_i}{T_i}$$

Y si el suelo se puede considerar como un vibrador con distintos periodos de vibración según las condiciones estratigráficas y de su propiedades dinámicas, se puede obtener un período máximo de vibración o fundamental el cual puede ser excitado por la perturbación sísmica más fácilmente que los armónicos más altos (figura 3.8).

Cuando el período fundamental del suelo Ts1 sea aproximadamente coincidente con alguno de los períodos de los péndulos representativos de los edificios, estos estarán en resonancia produciéndose en su centro de masa una modificación de la aceleración con respecto a la aceleración máxima de la superficie del suelo. La aceleración de la superficie del suelo será tomada únicamente por el péndulo de alta rigidez: Tn=0. Así los picos en el espectro de respuesta de pseudoaceleración serán representativos de las amplificaciones producidas cuando las longitudes de las ondas sean compatibles con la estratigrafía del subsuelo y, por lo tanto, se induzcan períodos cercanos a los períodos fundamentales de las estructuras.

El periodo fundamental del subsuelo Ts1 será el más importante de considerar ya que origina la respuesta máxima y consecuentemente la amplificación máxima para determinado amortiguamiento crítico, y por tanto, puede servir como base para formular un espectro práctico de diseño1

La importancia de los espectros en el diseño estructural radica en el hecho de que estas gráficas condensan la compleja respuesta dinámica de las estructuras en un único parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son los de interés para el proyectista a la hora del cálculo. No obstante, los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del terremoto sobre la estructura dependen también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos (agotamiento).

Además, la realización de un espectro de respuesta requiere de numerosos cálculos, pues hay que resolver la ecuación de equilibrio dinámico (ecuación de movimiento) para determinar la historia en el tiempo de desplazamientos, velocidades y aceleraciones para un gran número de estructuras con diferentes períodos de vibración, T, y factores de amortiguamiento. Hoy en día esto no representa un problema de importancia gracias a la gran capacidad de cálculo de los ordenadores actuales.

[1] De lo anterior se deduce la importancia de poder conocer el período fundamental del subsuelo.

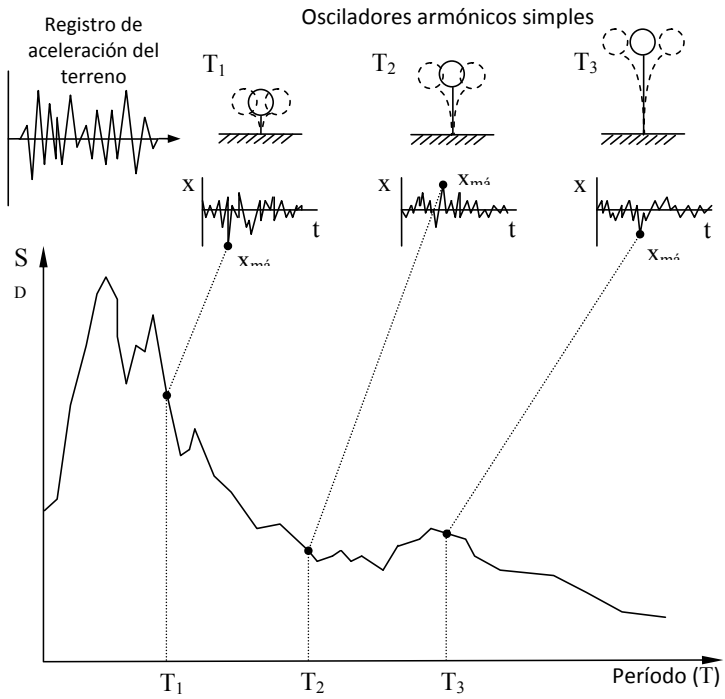


Figura 3.8. Proceso de creación del espectro de respuesta.

La norma española NCSE-02 emplea espectros elásticos de respuesta, modificados en función del amortiguamiento y de la ductilidad. En dichos espectros el valor de la ordenada del espectro $\alpha(T)$ representa el cociente entre la aceleración absoluta de un oscilador elástico lineal (Sa), y la máxima aceleración del movimiento que se aplica en su base (a). Así cuando la base del oscilador sufre un terremoto de aceleración a, la respuesta del oscilador tiene una aceleración máxima $Sa=\alpha(T)a$, siendo $\alpha(T)$ una función del período propio del oscilador T.

Además en la norma se establecen diferentes espectros en función del terreno de cimentación y de las características diferenciadores de la sismicidad, entre las fallas que existen en el encuentro de la placa europea y euroasiática en el mediterráneo, y de la falla Azores-Gibraltar.

3.1.8. VALORES LÍMITES DE LOS ESPECTROS

Es necesario realizar algunas consideraciones conceptuales para determinar los valores límite de los espectros de respuesta. De esta manera se pretende poner en conocimiento sobre la relación que existe entre las características dinámicas de determinadas tipologías estructurales y su respuesta que ofrecen ante un evento sísmico, que se traducirá en el espectro de respuesta.

En primer lugar se analiza el caso de una estructura muy rígida, como puede ser una estructura de hormigón armado a base de pantallas o una estructura metálica con

arriostramientos que no permitan apenas desplazamientos, y que por lo tanto tengan un período de vibración cercano a cero. Esta estructura, ante la vibración inducida por un terremoto, experimentará un desplazamiento prácticamente nulo (figura 3.9) porque ha sido diseñada para que las deformaciones internas sean las mínimas. Por otra parte el desplazamiento y la aceleración tenderán a ser iguales que los del terreno.

Si por el contrario, se supone una estructura muy flexible, como por ejemplo una estructura metálica de nudos articulados, cuyo período de vibración es muy grande2 (en esta idealización se supone que tiende a infinito), el desplazamiento total es nulo, al igual que la aceleración total, ya que la masa no vibra por la acción del terremoto (figura 9). Sin embargo, el desplazamiento relativo tiende a ser igual al desplazamiento máximo del terreno. Por lo tanto, la el desplazamiento y la velocidad espectral tienden a los valores máximos del desplazamiento y la velocidad del terreno, respectivamente.

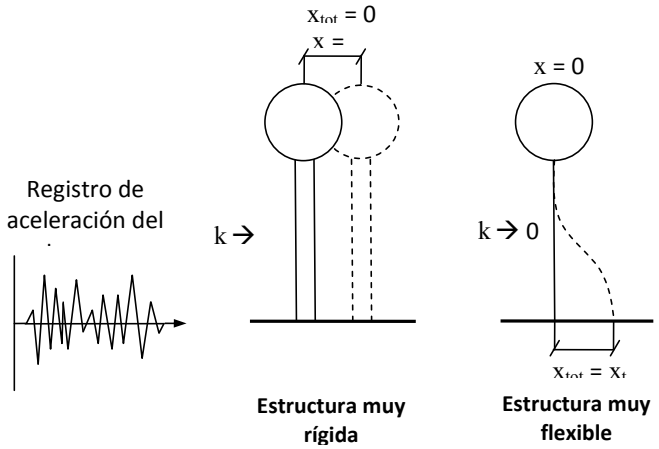


Figura 3.9 Comportamiento ante movimiento del terreno en función de la rigidez.

3.2. DISEÑO SISMORRESISTENTE

La capacidad de una estructura para resistir las acciones que se producen durante el sismo depende en gran medida de su diseño. El diseño de estructuras sismorresistentes debe realizarse con el fin de proporcionar a la estructura la rigidez y resistencia suficientes, para evitar el colapso y limitar los daños originados por los movimientos inducidos en la estructura.

3.2.1. DESACOPLAR SUELO Y ESTRUCTURA

El diseño sismorresistente comienza desde el terreno. El conocimiento geológico del suelo, la historia sísmica y los acelerogramas determinará junto con la forma del edificio las estrategias para disipar la energía sísmica. Una misma cantidad de energía liberada produce aceleraciones superficiales diferentes en función del tipo de terreno que atraviesa. Por ello los efectos producidos responden a la modulación que realice el terreno sobre el que se apoya el edificio.

[2] Desde el punto de vista práctico, se consideran estructuras de edificación muy flexibles aquellas con períodos de vibración mayores de 10 o 15 s.

Es bien conocido el efecto fundamental de las condiciones del suelo, tanto globales como locales, en la respuesta de una estructura (figura 3.10). En general se ha observado un mayor daño en estructuras flexibles cuando las condiciones de suelo locales correspondían a suelo blando y una mayor concentración de daño es estructuras rígidas en condiciones de suelo firme (figura 3.11). Por ello se recomienda emplear estructuras flexibles en un suelo firme y similarmente estructuras rígidas en suelo blando a pesar de que esto generalmente ocasiona problemas en la cimentación de las estructuras rígidas debido al suelo blando. Las condiciones de suelo globales también son importantes pues determinan el contenido de frecuencias del terremoto.

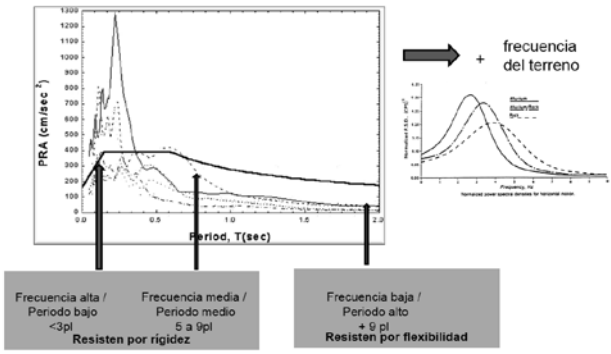


Figura 3.10. Influencia del periodo en el comportamiento sísmico.

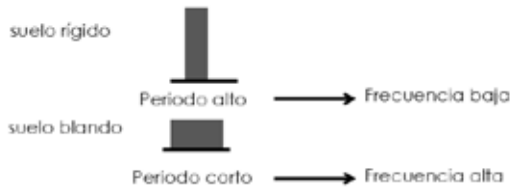


Figura 3.11. Esquema de diseños de edificios en relación al suelo.

3.2.2. CONFIGURACIÓN SIMÉTRICA DE LOS EDIFICIOS

Conviene resaltar la importancia de la forma como uno de los rasgos generales que regulan la respuesta sísmica, en un rango seguidamente inferior al de la composición geológica del suelo. La altura condiciona el modo de vibración el edificio, determinando así los desplazamientos y la rigidez con la que poder disipar la energía. La planta juega también un papel determinante, la simplificación en el cálculo de la masa en un punto puede hacernos olvidar que se producirán esfuerzos torsores de forma proporcional a la distancia que separa el centro de gravedad de masa y el centro de torsión. La disposición simétrica en planta favorece que la distancia entre el centro de masas del edificio y el centro de torsión se reduzca, por lo que los esfuerzos debido a esta excentricidad serán menores.

La falta de simetría de cualquier tipo (tanto geométrica como de masas) en la planta del edificio produce excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, y por lo tanto

provoca torsión en planta, dando lugar a una concentración de esfuerzos y a un comportamiento de la estructura menos predecible.

Las esquinas de los edificios sufren concentraciones de esfuerzos si el sismo tiene dirección diagonal respecto a la planta, aunque el resto de elementos esté menos solicitado, este problema se ve agravado si el centro de masas y el de rigidez no coinciden, y aparecen esfuerzos de torsión provocando una rotación que distorsiona el edificio.

Para resistir los efectos de la torsión en planta es conveniente tener elementos resistentes al sismo en el perímetro del edifico. Cuanto más alejado del centro de rigidez de la planta se ubique un elemento, mayor es el brazo de palanca respecto a ese centro y mayor será el momento resistente que pueda generar.

3.2.3. TORSIÓN ESPACIAL

El efecto negativo de la denominada torsión espacial originada por excentricidades en planta ha sido observado en casi todos los terremotos severos de este siglo. Dicha torsión puede originarse por una distribución asimétrica de los muros de corte y pórticos o involuntariamente por la distribución asimétrica de la tabiquería. Por ello es importante reducir los cambios bruscos en rigidez estructural y en las masas tanto en planta como en altura ya que éstos pueden originar concentraciones de esfuerzo.

Una recomendación relacionada con los cambios bruscos de rigidez en planta es la de evitar diseñar pórticos de mayor resistencia en una dirección y débiles en la otra. Antiguamente se empleaban conceptos como “pórticos principales” y “pórticos secundarios”. Los denominados principales eran los encargados de transmitir la carga, y los secundarios sólo seguían una función de arriostre. Por ello en muchas estructuras se ha observado daño en la dirección de los pórticos del terremoto.

3.2.4. PROPORCIONAR REDUNDANCIA ESTRUCTURAL

Es conveniente crear estructuras que sean redundantes y dúctiles de modo que se puedan producir redistribuciones significativas de esfuerzos. Para esto es importante cuidar la geometría en planta y sección. El edificio debe tener una geometría en planta lo más simétrica y regular que sea posible. Las estructuras simétricas distribuyen los esfuerzos evitando zonas con esfuerzos concentrados donde los fallos son más probables.

No es conveniente emplear estructuras isostáticas ya que se convierten en un mecanismo al formarse la primera rótula plástica. Si por alguna restricción fuese imprescindible el que la estructura fuese isostática se debe, por un lado, incrementar las cargas de la normativas y, por otro, asegurar que en caso de alcanzar el límite lineal elástico de la estructura ésta sea capaz de deformarse sin perder capacidad portante.

Por otra parte, debe tenerse en consideración que la disposición de estructuras en edificios porticados es mucho menor que para estructuras murarías. Así en los edificios de entre 10 y 20 plantas la suma de las áreas de sus secciones transversales en relación a la superficie total en planta es del 1 al 2 %, cuando en el Partenón y en Santa Sofía es del 20 %, en San Pedro del 25 % y en el Taj Mahal del 50 % (B. Perepérez, 2005).

Además si la estructura consiste en muros o pórticos con triangulaciones que soportan fuerzas laterales o torsiones en planta, es deseable concentrarlos o incrementar su presencia en el perímetro incrementando así su brazo mecánico.

3.2.5. REDUCIR CAMBIOS BRUSCOS EN RIGIDEZ Y MASAS, TANTO EN PLANTA COMO EN ALTURA

La falta de simetría de cualquier tipo (tanto geométrica como de masas) en la planta del edificio produce excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, y por lo tanto provoca torsión en planta, dando lugar a una concentración de esfuerzos y a un comportamiento de la estructura menos predecible.

Debe procurarse evitar plantas débiles (caso de plantas bajas diáfanas con plantas altas compartimentadas, ó pisos intermedios sin tabiquerías en edificios de viviendas). La existencia de plantas débiles o escasamente compartimentadas frente a otras muy compartimentadas, situación habitual en edificios de viviendas situados en los centros financieros de las ciudades da lugar a comportamientos débiles de estas plantas que pueden conducir a colapsos parciales o totales no deseados.

La observación de los terremotos en los edificios históricos (especialmente en Italia, Grecia, Turquía y España) muestra que el comportamiento de las estructuras de fábrica, con mayor densidad de elementos resistentes en las plantas inferiores donde mayor esfuerzo cortante se genera durante el sismo, es eficaz. Sin embargo el extendido uso de estructuras porticadas y el uso comercial de la planta baja, con necesidades de espacios diáfanos, han generado, que se presente una discontinuidad brusca de rigidez entre la planta baja y la planta primera, produciendo una variación de esfuerzo que exige previsiones especiales en el diseño de la estructura.

3.2.6. EVITAR UN FALLO FRÁGIL

Con el objetivo de obtener estructuras económicas, las normas modernas de diseño sismorresistente reducen considerablemente las cargas sísmicas en función de su ductilidad. De esta forma un objetivo fundamental es evitar un fallo frágil que ocasione la pérdida brusca de capacidad portante. Dentro de ciertos límites de flexibilidad y en función de la acción sísmica, mientras más dúctil sea el sistema estructural más se podrán reducir las cargas sísmicas y, por ello, su costo será menor, a pesar de que los detalles para lograr una estructura de hormigón armado dúctil también incrementan el costo.

Un ejemplo claro del mismo es el ocasionado en columnas y vigas de poca longitud debido al incremento del cortante producto de la mayor rigidez del elemento en comparación a otros similares de mayor longitud (figura 3.12). En consecuencia, el empleo de vigas y columnas cortos debe evitarse en lo posible y, en todo caso, proporcionar un análisis y posterior diseño especiales que aseguren que en caso de fallar el modo de fallo sea dúctil. Por ejemplo, una alternativa para asegurar el fallo dúctil de una viga es reducir su refuerzo longitudinal de manera que falle por flexión y no por cortante. Los pilares cortos deben evitarse tanto en el diseño de la estructura como en el diseño de los cerramientos, ya que en ocasiones este coacciona los desplazamientos libres del pilar cambiando su modo de trabajo en caso de un sismo severo.



Figura 3.12. Pilares cortos.

3.2.7. DISEÑO ADECUADO DE NUDOS

Una vez que la energía del sismo se introduce en la estructura, el mecanismo resistente que mantiene unidos los elementos estructurales y que permite el movimiento es: el nudo. Este debe tener la suficiente ductilidad para permitir que los elementos estructurales disipen la energía mediante deformaciones cíclicas en el dominio anelástico.

Con ello conseguimos un consumo de energía extra al provocar la plastificación del material. Al cambiar de régimen se libera coste latente y con ello se amortigua el efecto evitando el fallo frágil. Para poder conseguir esta medida hay que dotar a la estructura de cierta ductilidad, y en concreto al nudo. El comportamiento dúctil se garantiza estableciendo un orden de colapso lógico.

Si la unión de las vigas es más resistente que la de los pilares, ante la acción horizontal, la estructura se convierte en un mecanismo, en el cual un fallo de un soporte en las plantas inferiores compromete la estabilidad del conjunto. Sin embargo si las vigas son más débiles que los pilares conseguimos los daños se encuentren acotados en la planta y no agraven la situación global.

Aunque como se puede apreciar en la ilustración superior, en función de la geometría de los elementos pilar y viga podemos moderar la solicitación de los pilares. Dicho de otro modo al elevar la rigidez horizontal, al aumentar el canto de la viga, el pilar queda aliviado y necesita menos esfuerzo para soportar la acción exterior por lo que dotamos del orden de plastificación más seguro como se ha comentado.

3.2.8. COMPATIBILIDAD ENTRE LOS DIFERENTES SISTEMAS ESTRUCTURALES

Una estructura está generalmente constituida por distintos sistemas estructurales como los pórticos, muros de corte, muros de albañilería, etc. La compatibilidad entre todos los elementos es fundamental para asegurar el existo de la estructura existente.

Los pórticos interiores y los muros están conectados por medio de un diafragma rígido formado por la losa del techo y al analizar esta estructura las deformaciones de ambos sistemas estructurales deben ser compatibles. Si estas estructuras se diseñan empleando dos sistemas estructurales distintos, uno para cargas verticales formado por pórticos, y otro, perimétrico, para cargas laterales formado por muros de corte sin considerar su interacción, es posible que el conjunto falle.

El forjado debe proyectarse cuidadosamente en zona sísmica. Si al calcular las fuerzas sísmicas se supone que la estructura vibra como un sistema en el que todos los puntos de la planta a la misma altura tienen el mismo desplazamiento, velocidad y aceleración, si el edificio es de gran longitud, este no responde como una unidad ya que la propagación de las ondas sísmicas no es instantánea y su velocidad de propagación depende de la naturaleza del terreno y de las características de la estructura.

De hecho la cimentación del edificio a lo largo de su longitud vibra asincrónicamente con diferentes aceleraciones, provocando esfuerzos longitudinales de tracción, compresión y desplazamientos longitudinales. La redistribución de los esfuerzos sísmicos queda confiada al forjado, el cual debe tener una rigidez[3] suficiente para redistribuir la carga horizontal originada por el sismo.

Elementos constructivos no estructurales

Los elementos constructivos como tabiques o fachadas rigidizan los movimientos de la estructura e incluso pueden introducir esfuerzos adicionales de torsión. La observación de los efectos del sismo en edificios históricos denota que un mayor número de elementos de fábrica en las plantas bajas mejoran la respuesta ante el sismo al aumentar la rigidez en el perímetro. Sin embargo, en recientes edificios en los que se compartimentan en un cierto grado las plantas (rigidizan) y en planta baja se destina a local comercial con espacios diáfanos, presentan una discontinuidad brusca de rigidez entre la planta baja y la planta primera, produciendo una variación de esfuerzo que exige previsiones especiales en el diseño de la estructura (figura 3.13).



Figura 3.13. Fractura de elementos constructivos no estructurales durante el terremoto de Lorca 2011.

3.2.9. SEPARAR ADECUADAMENTE LOS EDIFICIOS ADYACENTES PARA EVITAR IMPACTOS

Otro factor importante de daño observado es el impacto de edificaciones colindantes. Este impacto se origina debido a la insuficiente separación de los edificios y puede originar una respuesta muy difícil de predecir.

Debido a la diferencia de altura, el modo de vibración será distinto de manera que en caso de sismo se producirán colisiones entre ambos. Algunas soluciones a este problema son:

[3] La rigidez suele confundirse con la resistencia, sin embargo son conceptos diferentes. Si la resistencia puede definirse a groso modo como la capacidad de carga que puede soportar un elemento estructural antes de colapsar, mientras la rigidez mide que capacidad del elemento estructural para oponerse a ser deformado.

1. Diseñar una estructura más rígida.
2. Separar más los edificios.
3. Emplear mecanismos de disipación de energía entre ambos edificios.

3.2.10. INVERSIÓN DE MOMENTOS

Debido al movimiento cíclico del sismo la estructura sufre una inversión de la ley de flectores de manera que las zonas de compresión pasan a estar sometidas a tracción y las zonas traccionadas son comprimidas. Se recomienda disponer una cantidad de armadura en el sentido de la biela en los nudos con empuje al vacío como en el caso de los nudos en esquina para absorber las tracciones que provoca la inversión de momentos.

3.2.11. RESPETO A LAS PRESCRIPCIONES NORMATIVAS

Por último, debe seguirse las prescripciones constructivas de armado fijadas en la norma vigente, cuya misión es permitir que la estructura resista sismos moderados sin daños importantes y evitar pérdidas de vidas humanas en caso de sismo severo, aunque la construcción pueda quedar inutilizada.

3.3. RESPUESTA Y PATOLOGÍA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

3.3.1. INTRODUCCIÓN

Normalmente, las construcciones realizadas con hormigón armado, dadas sus características de masa y rigidez, son las más propensas a dañarse debido a la acción de eventos sísmicos. Además, son las que generan un mayor número de pérdidas humanas debido a la dificultad de rescatar personas que han quedado atrapadas entre los escombros de armaduras unidas a elementos de hormigón al colapsar total o parcialmente la estructura.

Originariamente la ingeniería estructural concibió la mayoría de las hipótesis de diseño a partir de la teoría de la elasticidad para problemas estáticos y gravitacionales, es decir, para resolver el problema ante cargas no variables en el tiempo y de sentido vertical.

Sin embargo, los sismos provocan cargas muy diferentes a las anteriores. Presentan variabilidad temporal, cambian de sentido durante el desarrollo del episodio sísmico y tienen dos componentes (vertical y horizontal) actuando simultáneamente.

En general, las edificaciones soportan menos carga horizontal que vertical (del orden de 1/10 ó 1/12 de la capacidad vertical de carga), por lo que la componente horizontal de la acción sísmica suele ser letal para las edificaciones diseñadas para cargas verticales únicamente.

Atendiendo a los daños ocasionados tras un evento símico, se entiende por daños directos los que ocurren físicamente en las estructuras, mientras que daños indirectos son los producidos por fuego, liberación de materias peligrosas, inundaciones por fallo de diques o presas, desprendimientos de objetos o de elementos estructurales o no estructurales, etc.

Dentro de los daños directos existen diversos grados hasta llegar al colapso de la estructura, incluyendo que el cúmulo de daños leves a moderados puede llevar a la consideración de ruina del edificio, procediendo a su demolición.

En las estructuras de hormigón armado, cuando ocurren sismos de importancia, se producen ciertos daños estructurales en los pilares que pueden considerarse habituales: grietas diagonales causadas por esfuerzos de cortante o torsión, grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del hormigón y pandeo de las barras longitudinales por exceso de esfuerzos de compresión.

En el caso de las vigas se producen grietas diagonales y rotura de estribos por cortante o torsión, además de grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal y aplastamiento del hormigón por cargas alternadas o cíclicas. Las conexiones entre elementos estructurales de vigas y pilares son, por lo general, puntos críticos.

El colapso total de las edificaciones se suele presentar a partir de fallos locales en ciertos pilares 'críticos'. Cuando esto sucede, la fuerza sísmica que soportaba el primer pilar que falla se redistribuye y se suma a los pilares vecinos, que ante la nueva carga empiezan a fallar rápidamente. Obviamente, todo este proceso necesita de un tiempo y un número de ciclos mínimo para que se empiecen a desarrollar los procesos de degradación.

3.3.2. MECANISMOS DE DAÑO

A continuación, se realiza una breve descripción de los mecanismos de daño más frecuentes provocados por un sismo, atendiendo a las causas que los originan. Este resumen general se completa con los apartados siguientes en los que se analiza cada elemento estructural en particular.

El daño más común y apreciable en una estructura tras la sacudida de un terremoto es la aparición de fisuras. Hay que distinguir dos tipos de fisuras en el hormigón, las estructurales (provocadas por el sismo) y las no estructurales -de origen distinto:

- Fisuras estructurales: Las debidas al alargamiento de las armaduras o a las excesivas tensiones de tracción o compresión producidas en el hormigón por los esfuerzos derivados de la aplicación de las acciones exteriores o de deformaciones impuestas.

- Fisuras no estructurales: Las producidas en el hormigón, bien durante su estado plástico, bien después de su endurecimiento, pero generadas por causas intrínsecas, es decir debidas al comportamiento de sus materiales constituyentes.

Ambos tipos de fisuración son inherentes al hormigón armado y no es posible evitarlos, sino simplemente reducirlos a límites razonables. De acuerdo a la clasificación anterior, un sismo provocará, por tanto, fisuras estructurales, de las que existen tres orígenes:

- Fisuras debidas al alargamiento de la armadura. Son típicas en los casos de piezas en tracción o en flexión simple o compuesta. En la figura 3.14 se indica el fenómeno, producido por la imposibilidad que tiene el hormigón para seguir las deformaciones de las armaduras.

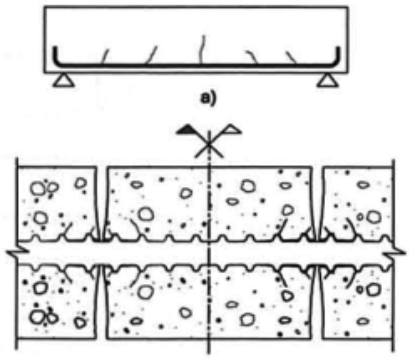


Figura 3.14. Fisuras por alargamiento de la armadura (Fuente: Calavera, 2005)

Puede observarse que la adherencia no sólo se destruye en la fisura sino en una cierta extensión a cada lado de ella. En la fisura y en una cierta zona inmediata, todo el esfuerzo de tracción está desempeñado por la armadura. A partir de esa zona la armadura se ancla en el hormigón por adherencia, y éste comienza a colaborar con ella en la absorción de tracciones. El fenómeno se invierte gradualmente al acercarse la barra a la siguiente fisura.

- Fisuras debidas a las tensiones de tracción en el hormigón. Un caso típico es el de las fisuras inclinadas de esfuerzo cortante (figura 15a). En la figura 3.15b se indica la dirección de tensiones que finalmente producen la fisura.

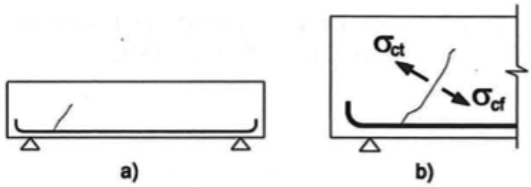


Figura 3.15. Fisuras por tensiones de tracción en el hormigón (Fuente: Calavera, 2005)

- Fisuras por compresión excesiva del hormigón. Son de muy poco ancho y paralelas a la dirección de la compresión. En la figura 3.16 se indican dos casos típicos, correspondientes a un pilar (figura 3.16a) y a las bielas comprimidas en el apoyo de una pieza en TT (figura 3.16b).

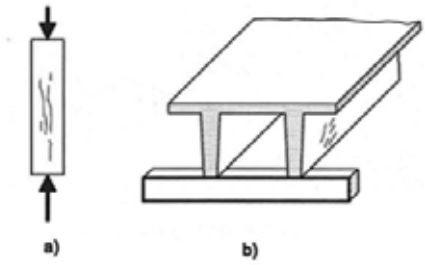


Figura 3.16. Fisuras por compresión excesiva del hormigón (Fuente: Calavera, 2005)

Estos tres orígenes de la fisuración estructural son comunes en el campo de la patología de estructuras de hormigón, pero sus efectos se ven acrecentados durante la aparición de un sismo debido a la amplificación de las deformaciones, provocando mayores alargamientos en las armaduras y tensiones de compresión y de tracción en el hormigón.

Por otra parte, los sismos pueden provocar asientos del terreno, induciendo graves problemas patológicos en las estructuras. Si un pilar desciende debido al asiento de su cimiento, reduce su carga, transfiriendo la diferencia a los pilares próximos, los cuales podrían alcanzar su agotamiento si es que estaban dimensionados de tal modo que resistieran cargas cercanas a las que provocarían dicho agotamiento.

Además, las fuerzas sísmicas provocan un aumento de los momentos flectores y esfuerzos cortantes que solicitan a los diversos elementos estructurales. Debido a la importancia de estos esfuerzos, es conveniente tener presente los mecanismos de rotura de piezas sometidas a los mismos.

El comportamiento de las piezas de hormigón sometidas a flexión simple depende de forma muy importante de la cuantía mecánica de la armadura de tracción, de ahí que las distintas normas establezcan condiciones de cuantía mínima para reducir la posibilidad de presentación de rotura frágil. En el caso de una estructura afectada por un sismo, no sólo hay que respetar esas cuantías mínimas sino que hay que aumentarlas para conferirle a las secciones críticas de cierta ductilidad capaz de trasformar la energía del sismo en energía de deformación.

Con respecto al esfuerzo cortante, el equilibrio de la pieza se establece a través del esfuerzo de tracción en la armadura transversal, del incremento de tracción en la armadura de flexión y de la resultante de compresiones en las bielas inclinadas.

De entre las distintas formas de agotamiento en una pieza a esfuerzo cortante durante la actuación de un sismo destacan:

- Rotura por tracción diagonal del hormigón.
- Agotamiento en tracción de la armadura transversal.
- Apertura de grietas inclinadas de cortante.

El punzonamiento también puede ocasionar daños graves en la estructura. Se alcanza en la pieza bajo tracciones debidas a tensiones tangenciales motivadas por una reacción localizada en una superficie pequeña de un elemento bidireccional de hormigón. Se caracteriza por la formación de una superficie de fractura de forma troncopiramidal cuya directriz es el área cargada. La forma general se indica en la figura 3.17.

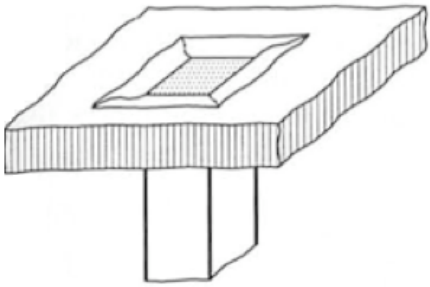
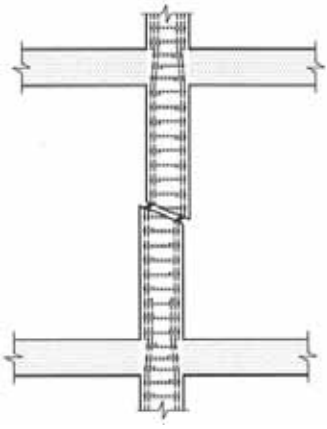


Figura 3.17. Rotura por punzonamiento (Fuente: Calavera, 2005)

3.3.3. DAÑOS EN PILARES

Una de las patologías más habituales en pilares de hormigón armado sometidos a la acción sísmica es el agrietamiento inclinado de los mismos provocado por tensión diagonal. Las grietas pueden orientarse en una dirección o en dos, formando una cruz, por efecto de la inversión de esfuerzos.

Pueden darse en la sección intermedia del pilar o en cabeza del mismo (más habitual en cabeza). Si la fisura se produce en el centro de tramo del pilar puede llegar a ocasionar su corte completo, junto con la probable rotura de las armaduras longitudinales (figura 3.18).



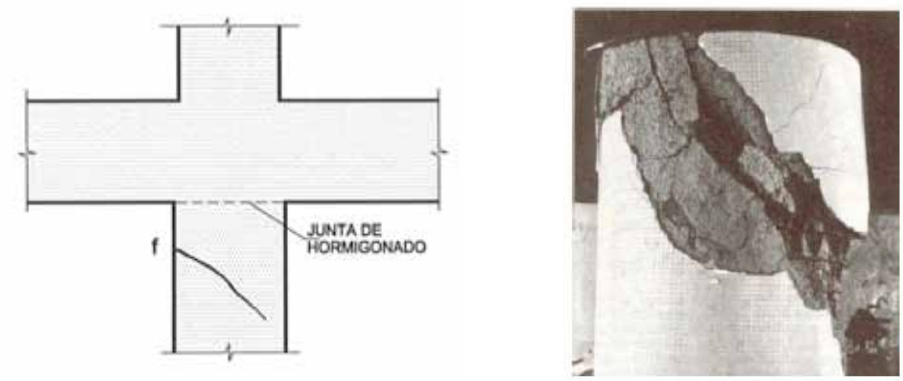
(a)



(b)

Figura 3.18. Agrietamiento inclinado de pilar. (Fuente: (a) Calavera, 2005. (b) Fernández, 1994)

Las fisuras inclinadas en cabeza de pilar suelen tener aberturas elevadas (superiores a 1 mm). La causa de estos fallos suele ser una inadecuada cuantía y disposición de estribos. La figura 3.19 muestra esta patología.



(a) (b)

Figura 3.19. (a) Fisura inclinada en cabeza de pilar (Fuente: Calavera, 2005). (b) Pilar agotado por agrietamiento diagonal (Fuente: Estévez, 2003)

También pueden presentarse fisuras horizontales en cabeza de pilar con aberturas superiores a los 2 mm, lo que permite frecuentemente ver la armadura (figura 3.20).

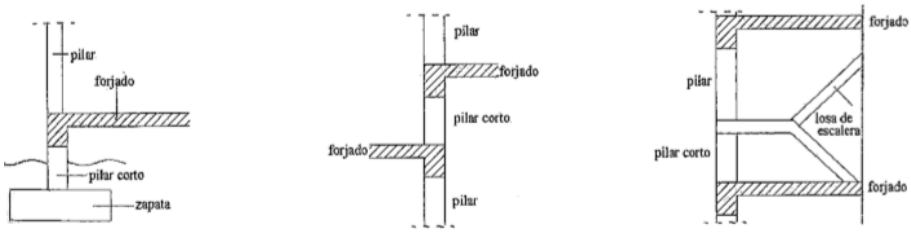


(a) (b)

Figura 3.20. (a) Fisura horizontal en cabeza de pilar (Fuente: Calavera, 2005). (b) Pilar agotado por agrietamiento horizontal (Fuente: Muñoz, 2009)

Hay que destacar la gran relevancia que tiene el fenómeno de pilar o columna corta en el origen de los fallos de pilares. La columna corta es un grave y contrastado problema de diseño que acarrea la concentración de esfuerzos cortantes y momentos flectores en el pilar, poniendo en grave peligro su integridad.

Las columnas cortas se originan para salvar desniveles por inclinación del terreno a la cota de cimentación, o por forjados dispuestos a niveles intermedios y que comparten un mismo pilar, o en pilares interrumpidos por losas de escaleras (figura 3.21). Otro caso habitual aparece cuando algunos elementos, comúnmente muros o paredes, se encuentran adosados a las columnas restringiéndolas hasta cierta altura (figura 3.22).



(a) (b) (c)

Figura 3.21. Pilares cortos en: (a) Cimentación. (b) Forjados a distinta altura. (c) Escaleras (Fuente: Benavent-Climent, 2010)

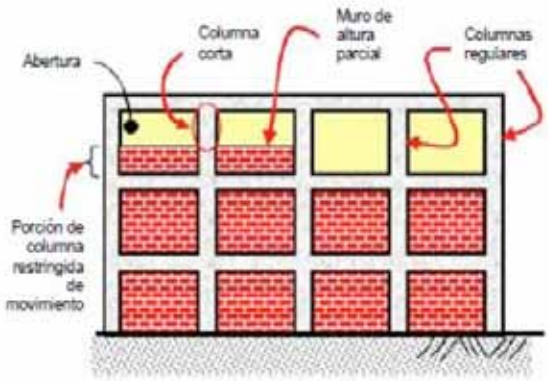


Figura 3.22. Formación de pilares cortos por cerramientos a media altura (Fuente: Astorga, 2009)

Las columnas que se encuentran restringidas adquieren mucha más rigidez en comparación con las demás columnas que no están confinadas ni restringidas en ninguno de sus lados (figura 3.23). Por tanto, se generan elevados esfuerzos de corte en la columna corta, que tiende a fallar frágilmente por cortante, ocasionando consecuencias desastrosas (figura 3.24).

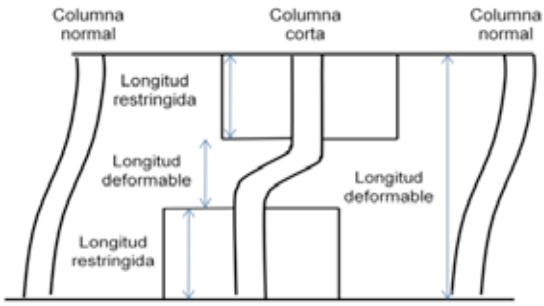


Figura 3.23. Deformación de columnas cortas respecto a las normales (Fuente: Astorga, 2009)

Ante la insuficiente ductilidad de la columna corta, el fallo se genera por tensión diagonal producida por elevados esfuerzos cortantes. La columna corta es más frágil que las

demás columnas no restringidas parcialmente, debido a que su longitud deformable es más limitada.



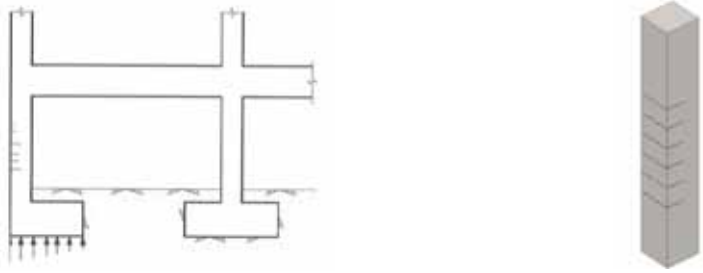
Figura 3.24. Fallo de columna corta (Foto: Dpto. Ing. Civil UPCT, 2011)

Es por lo tanto muy recomendable evitar la aparición de este tipo de columnas, no adosando, por ejemplo, directamente las paredes a las columnas, sino dejar un espacio libre entre ellas, o colocando algún tipo de junta que le permita a la columna deformarse libremente, permitiéndole trabajar dúctilmente en el momento del movimiento sísmico, aunque fijando muy bien la pared a la viga superior e inferior. En caso de colocar paredes adosadas a las columnas, debe hacerse a lo largo de toda su longitud (figura 3.25).



Figura 3.25. Un modo de evitar la formación de columna corta (Fuente: Astorga, 2009)

De importancia son también las fisuras que aparecen en pilares con zapata de medianería o esquina, debidas al incremento del momento transmitido por la reacción de la zapata como consecuencia de la adición de las fuerzas externas transmitidas por el terremoto. Se trata de fisuras de dirección sensiblemente horizontal. Su ancho es variable y presentan máxima abertura en la zona de medianería, cerrándose antes de llegar a la cara opuesta (figura 3.26).



(a) (b)

Figura 3.26. Fisuración en pilares con zapata de medianería o esquina. (Fuente: (a) Calavera, 2005. (b) Serrano, 2013)

Es habitual que se produzcan también roturas con desprendimiento del recubrimiento de hormigón de los pilares, así como el pandeo de las armaduras longitudinales y posibles aperturas de ganchos de cercos o rotura de éstos (figuras 3.27 y 3.28).

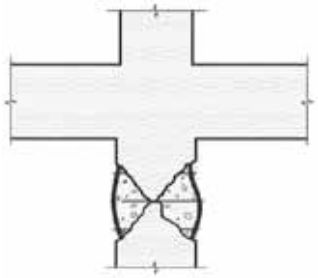


Figura 3.27. Rotura del pilar con desprendimiento del recubrimiento y pandeo de armaduras (Fuente: Calavera, 2005)



(a) (b)

Figura 3.28. Desprendimiento del recubrimiento de un pilar y pandeo de armaduras (Foto: (a) Dpto. Ing. Civil UPCT, 2011. (b) Bomberos de Cartagena, 2011)

Otro daño que puede aparecer tras la ocurrencia de un sismo es el punzonamiento de los pilares en los capiteles de las estructuras reticulares provocadas por tensión diagonal (figura 3.29a).

Las principales características de este fallo son la aparición de fisuras de ancho variable, cuyos planos de fisura tienen un ángulo alrededor de los 30 a 35° (figura 3.29b). Es posible que el esquema de fisuración no arranque de la intersección del pilar con la placa, sino algo más lejos (figura 3.29c).

La acción sísmica ocasiona un incremento de los momentos flectores transmitidos por el pilar a la placa lo que, unido a una posible escasez o incluso ausencia de armadura de punzonamiento, puede conducir al fallo descrito.

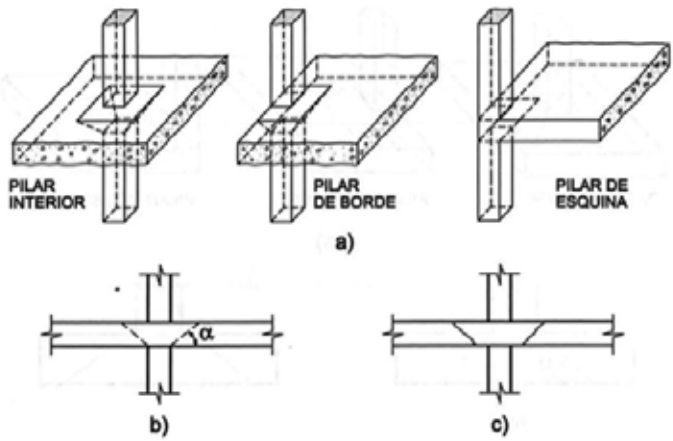


Figura 3.29. Punzonamiento en placa (Fuente: Calavera, 2005)

3.3.4. DAÑOS EN VIGAS

Las vigas son, junto con los pilares, el elemento estructural que más sufre ante la acción sísmica. Debido a la importancia vital que tienen los pilares en el sostenimiento de la estructura, evitando su colapso total, es preferible que los daños aparezcan antes en las vigas cumpliendo el principio de proyecto sismorresistente pilar fuerte-viga débil.

Este criterio de diseño tiene dos objetivos: por un lado, evitar que la energía de deformación plástica se concentre en uno o pocos pisos de la estructura, garantizando que todas las plantas colaboran en el reparto uniforme del daño estructural por el edificio. Por otro, busca forzar la formación de rótulas plásticas en las vigas, ya que al no estar sometidas a esfuerzos axiles considerables, disponen de una mayor capacidad de disipación de energía que los pilares. Tan sólo en los arranques de los pilares de planta baja se permiten rótulas plásticas, de tal modo que pueda formarse un mecanismo plástico completo.

En la figura 3.30 se muestra la deformación que experimenta una estructura porticada que sigue el principio de proyecto descrito, mientras que en la figura 3.31 puede observarse la respuesta que presenta un edificio diseñado en base al criterio opuesto. En esta estructura de vigas fuertes y pilares débiles, las plastificaciones aparecen antes en las secciones extremas de las columnas. Este tipo de diseño puede ocasionar mecanismos plásticos mucho más desfavorables que el mostrado en la figura 3.31a. Un posible escenario sería el representado en la figura 3.31b, donde se ha formado una planta blanda, poniendo en serio peligro la estabilidad de la estructura.

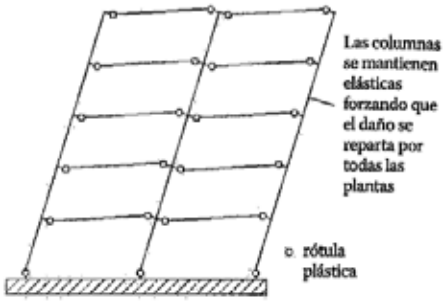
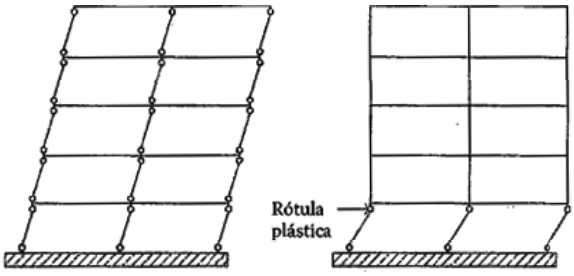


Figura 3.30. Estructura del tipo viga débil-columna fuerte (Fuente: Benavent-Climent, 2010)



(a) (b)

Figura 3.31. Estructura del tipo viga fuerte-columna débil. (a) Plastificación en todas las plantas. (b) Plastificación sólo en la planta baja (Fuente: Benavent-Climent, 2010)

La fisuración por esfuerzo cortante por compresión diagonal excesiva resulta crítica para las vigas de la estructura sometida a sismo. Se presentan fisuras inclinadas con ángulo de unos 45°, de ancho variable a lo largo de las fisuras.

La apertura de fisura máxima se da a nivel de la armadura de tracción. No suelen alcanzar los bordes superior e inferior de la pieza y, de manera habitual suelen presentarse varias fisuras paralelas y próximas (figuras 3.32 y 3.33).

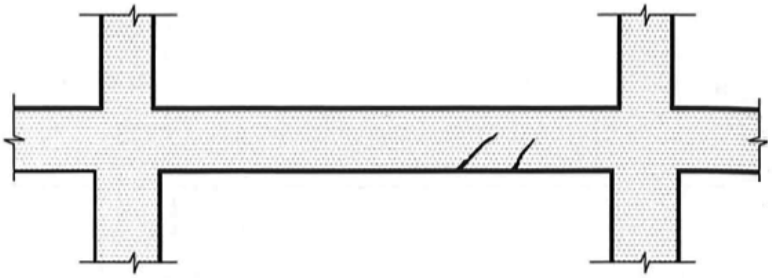


Figura 3.32. Fisuras inclinadas en viga (Fuente: Calavera, 2005)



Figura 3.33. Fisuración en vigas tras un sismo (Fuente: Astorga, 2009)

No sólo pueden encontrarse fisuras inclinadas en las vigas. El momento flector alternativo que provoca la acción sísmica puede ocasionar fisuras verticales en las vigas que, normalmente, seccionan la sección completa. Su posición se sitúa cercana al nudo y su ancho es variable, pero habitualmente constante en todo el canto (figura 3.34).

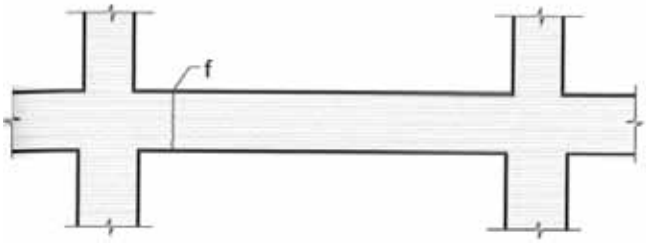


Figura 3.34. Fisura vertical en viga (Fuente: Calavera, 2005)

El incremento y concentración de los esfuerzos cortantes que provoca el sismo puede ocasionar otro fallo en las vigas de la estructura: una fisura de anclaje en corte de armadura de momentos negativos (figura 3.35). Consiste en una fisura paralela y superpuesta a una armadura, con un ancho generalmente grande (superior a 0,4 mm). El elevado cortante puede producir el corte simultáneo de una proporción alta de armaduras.

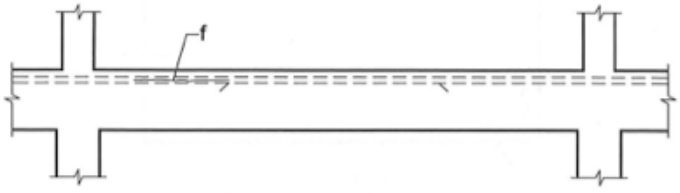


Figura 3.35. Fisura de anclaje en corte de armadura de momentos negativos en viga (Fuente: Calavera, 2005)

Es de importancia destacar también el deficiente comportamiento ante sismo que presentan las denominadas vigas planas, entendiendo por tales aquéllas cuya anchura

sobrepasa la del pilar al que acometen, de manera que parte de la armadura longitudinal de la viga está anclada fuera del ancho de la columna. Su canto suele coincidir con el canto del forjado.

Este tipo de vigas se han usado de manera extensa en países como España, Italia y Francia en lugares de sismicidad moderada sin tener en cuenta los graves inconvenientes que presentan:

- Reducida rigidez lateral, provocando grandes deformaciones de los pórticos ante acciones horizontales.
- Deficiente transmisión de los momentos flectores desde la viga a los pilares.
- Limitada capacidad de disipación de energía.

La mayoría de estos problemas tienen su origen en la transmisión de parte del momento flector de la viga al pilar mediante torsiones en unas zonas laterales de la viga llamadas vigas transversales (figura 3.36).

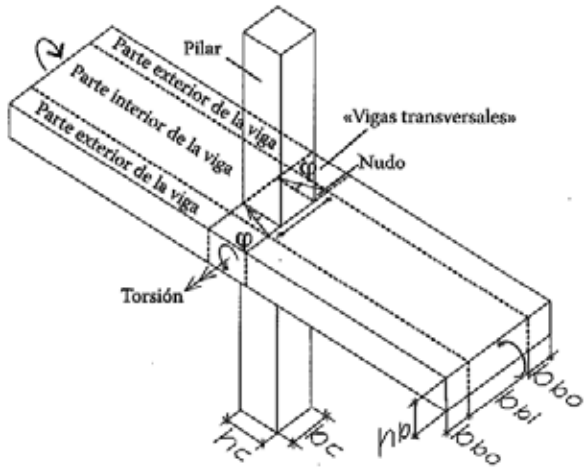


Figura 3.36. Mecanismos de transmisión del momento flector de la viga plana al pilar (Fuente: Benavent-Climent, 2010)

Debido a los numerosos problemas que presentan, su uso se ha visto fuertemente legislado por la normativa de los diferentes países. En el caso de España, la norma NCSE-02 permite su empleo:

- Penalizándolas con un factor bajo de comportamiento por ductilidad.
- Siempre y cuando se dispongan vigas transversales de canto mayor que el de la viga plana en los nudos extremos.
- Siempre y cuando las armaduras longitudinales se coloquen en una anchura máxima de bc+hb, centrada en el pilar, siendo hb el canto de la viga plana en el caso de conexiones interiores y el canto de la viga transversal en el caso de las exteriores.

En la figura 3.37a se puede observar el fallo de una conexión viga plana con un pilar exterior, mientras que en la figura 3.37b se muestra la misma patología en el caso de un pilar interior. Entre los años 70 y finales del sigo XX, era habitual que no se dispusieran vigas transversales en las conexiones exteriores.



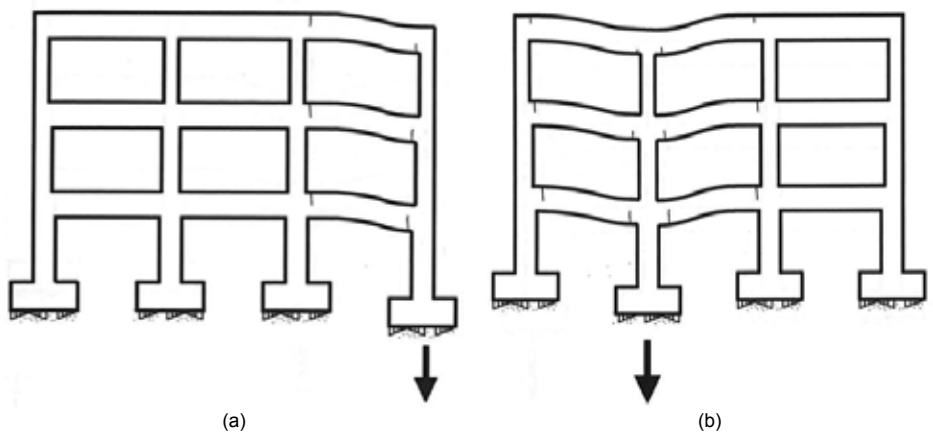
(a) (b)

Figura 3.37. Fallo de conexión. (a) Viga plana-pilar exterior. (b) Viga plana-pilar interior. (Fuente: Benavent-Climent, 2010)

La acción sísmica puede provocar, incluso, el descenso o la elevación de los cimientos de la estructura, originando asientos diferenciales de los pilares de planta baja muy acusados en el caso de estructuras con zapatas aisladas. Este efecto puede darse en cualquiera de los pilares de la estructura, ya sea intermedio o de fachada, y tiene como consecuencia la fisura de las vigas colindantes.

Las fisuras que aparecen son de ancho variable, siguiendo una dirección vertical o de poca inclinación con la vertical y disminuyendo su longitud hacia plantas superiores. La localización de la fisura depende de la posición del pilar que se desplaza y si éste sube o desciende.

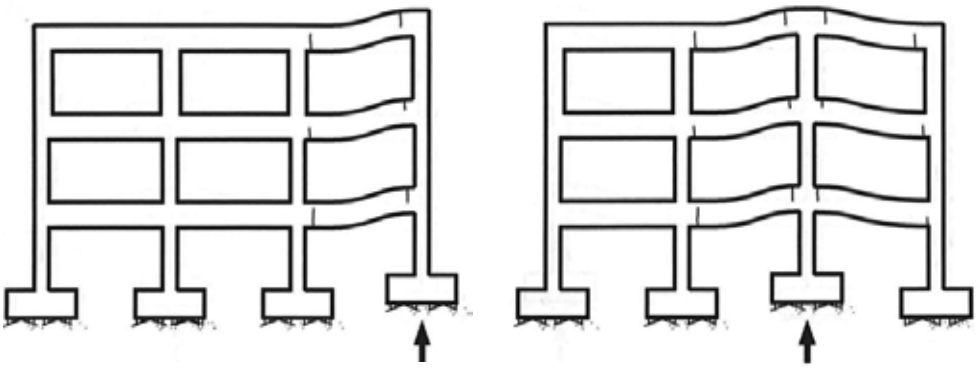
En el caso de descenso del pilar de fachada (figura 3.38a), la fisura aparece en cara inferior de viga junto al pilar que asienta y en cara superior junto al pilar intermedio. En cambio, si el descenso se produce en un pilar intermedio, la fisura se localiza en la cara inferior de las dos vigas que apoyan en él, y en la cara superior en los extremos opuestos de dichas vigas (figura 3.38b).



(a) (b)

Figura 3.38. Fisuración por descenso de pilar. (a) De fachada. (b) Intermedio. (Fuente: Calavera, 2005)

Si lo que origina el sismo es la elevación de un pilar de fachada, la fisura se encontrará en cara superior de viga junto al pilar que asciende y en cara inferior en el extremo opuesto (figura 3.39a). Por último, la elevación de un pilar intermedio de la estructura ocasionará la aparición de fisuras en cara superior junto al pilar que asciende, en las dos vigas que apoyan en él, y en cara inferior en los extremos de dichas vigas (figura 3.39b).



(a) (b)

Figura 3.39. Fisuración por ascenso de pilar. (a) De fachada. (b) Intermedio. (Fuente: Calavera, 2005)

3.3.5. DAÑOS EN NUDOS Y PANTALLAS DE CORTE

Otra importante patología la constituyen las fisuras de flexión que aparecen en los nudos de la estructura (figura 3.40). Generalmente se producen varias fisuras y paralelas en caras opuestas de vigas a cada lado del nudo. Vienen acompañadas por zonas de fisuración fina o de laminación del hormigón en caras contrarias de las vigas que acometen al nudo.

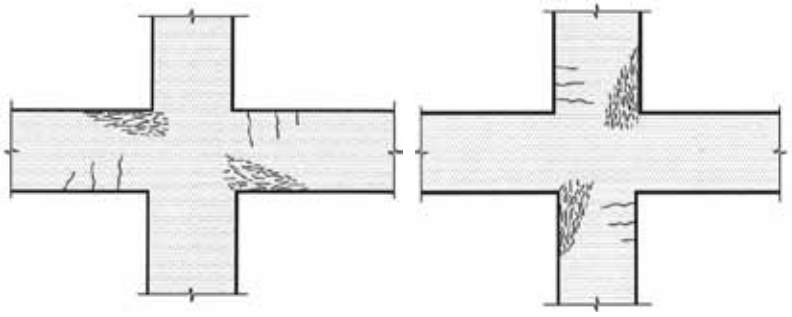


Figura 340. Fisuras en zonas de nudos (Fuente: Calavera, 2005)

Pueden presentarse también fisuras de ancho variable, ordenadas en dos familias en la dirección de las diagonales del nudo (figura 341). Son producidas por los esfuerzos debidos a las acciones sísmicas cuando la cuantía de cercos del pilar, contenida en el nudo, es insuficiente para resistir los esfuerzos cortantes tan elevados que ocasiona el terremoto.

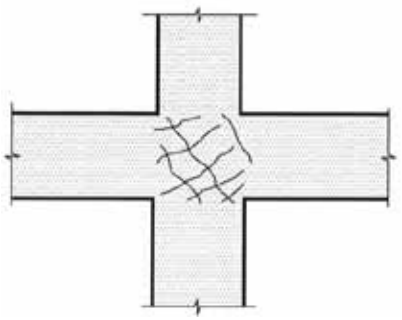


Figura 3.41. Fisuras en la dirección de las diagonales del nudo (Fuente: Calavera, 2005)

Otra disposición en la que pueden presentarse las fisuras en nudos es la representada en la figura 3.42, siguiendo una dirección paralela a la directriz del pilar. Presentan anchos importantes (superiores a 0,5 mm) y, normalmente, suelen originarse varias fisuras.

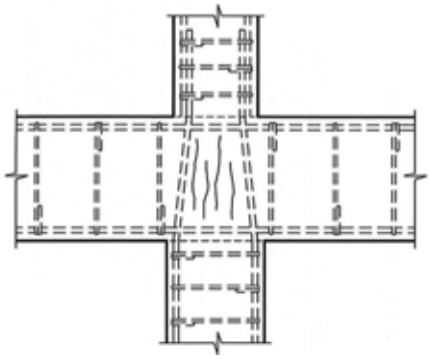


Figura 3.42. Fisuras verticales en nudo (Fuente: Calavera, 2005)

En cuanto a las pantallas de corte, las fisuras que pueden presentar son de dos tipos: fisuras inclinadas respecto al eje vertical de la pantalla, de ancho muy alto (varios milímetros), representada en la figura 3.43; y fisuras en los elementos de separación o huecos, con un ancho importante (superior a 1 mm) de la figura 3.44.

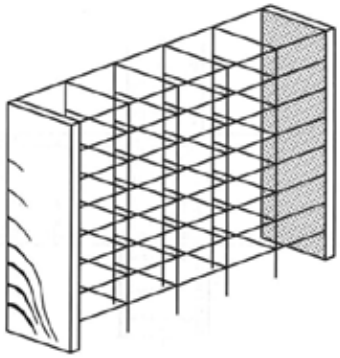


Figura 3.43. Fisuración de pantallas continuas de corte (Fuente: Calavera, 2005)

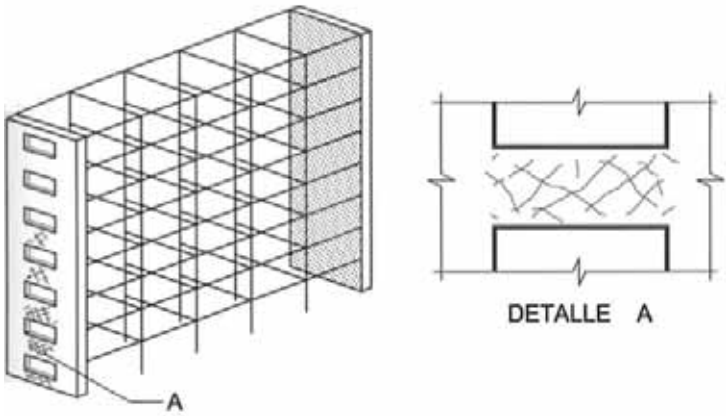


Figura 3.44. Fisuración en pantallas de corte con aberturas (Fuente: Calavera, 2005)

Por último, tanto en los muros de carga como en la tabiquería, es común la aparición de agrietamientos diagonales en cruz, provocados por las tensiones diagonales provocadas por las sacudidas sísmicas en ambos sentidos (figura 3.45).



(a) (b)

Figura 3.45. Agrietamiento en cruz. (a) En muro (Foto: Bomberos de Cartagena, 2011). (b) En tabiquería (Foto: Dpto. Ing. Civil UPCT, 2011)

3.4. REPARACIÓN POST-EMERGENCIA EN ELEMENTOS DAÑADOS POR EL SISMO

3.4.1. INTRODUCCIÓN

La intervención inmediatamente posterior al sismo es fundamental para mitigar los efectos causados y evitar males mayores. Aunque a posteriormente y con calma es posible que sean necesarias intervenciones más minuciosas. El objeto de este capítulo es tratar la problemática de la intervención inmediata post-sismo.

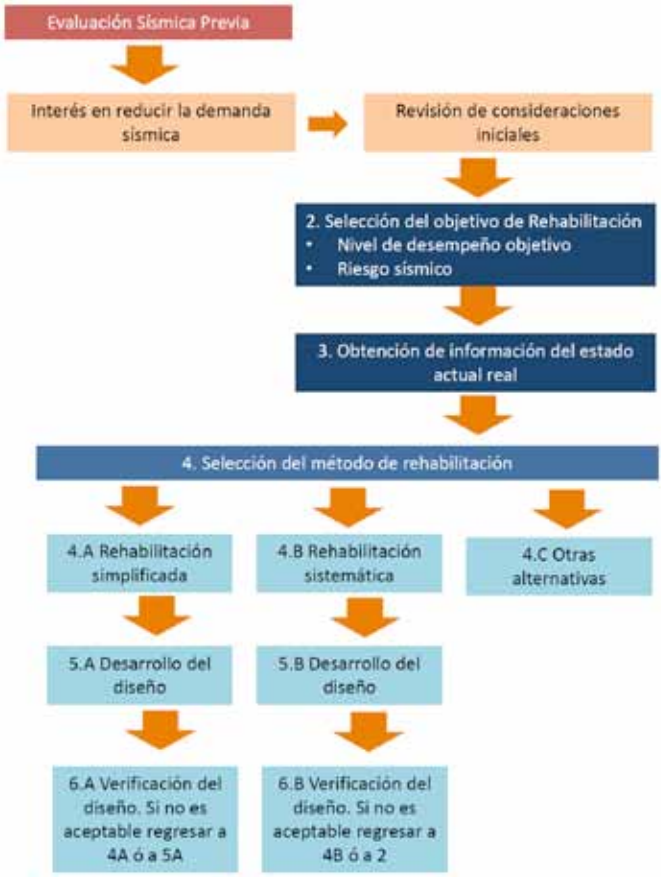


Figura 3.46 Proceso de rehabilitación según FEMA 356.

En este sentido conviene distinguir entre los siguientes términos (Subcommittee 440F del American Concrete Institute):

- ***a.*** Rehabilitación: recuperación de la resistencia de la estructura, donde se encuentre comprometida la seguridad local o global debido a la degradación.
- ***b.*** Refuerzo: refuerzo estructural de elementos para la corrección de anomalías originadas por deficiencias de proyecto o de la capacidad portante por un aumento en la acciones.
- ***c.*** Sísmico: situaciones de aumento a la resistencia a acciones sísmicas, por medio de la ductilidad y de la resistencia a cortante de los elementos estructurales, permitiendo de este modo la disipación de la energía y un aumento en la capacidad de deformación.

En este capítulo se busca exponer intervenciones inmediatas que sean capaces de proporcionar a la edificación la capacidad de mantener la estabilidad y seguridad de la estructura en tanto en cuanto se toma una decisión definitiva sobre la intervención a realizar.

3.4.2. SISTEMAS DE REFUERZO

Los refuerzos más frecuentes en obras afectadas por un sismo suelen ser los pilares, lo cual puede conducir a obras de refuerzo locales. Las operaciones previas en la estructura son muy importantes, tanto por seguridad como por coste, y son:

- Apuntalamiento hasta la total descarga del pilar.
- Recuperación parcial o total del acortamiento sufrido.
- Aplicación del método de refuerzo

Existe una abundante bibliografía técnica que describe las técnicas más habituales para incrementar la resistencia y rigidez en estructuras de hormigón armado.

1. Angulares y presillas metálicas

   En el caso de pilares está formado por angulares metálicos en las esquinas y presillas, y en el caso de vigas por perfiles, chapas o pletinas unidas a la estructura existente. La ventaja del método es su rapidez de ejecución. Las desventajas principales son la falta de monolitismo en los nudos y uniones así como las dificultades de puesta en carga, por las diferencias de rigideces entre el acero y el hormigón armado.

2. Recrecidos de hormigón

   Encamisado de hormigón con armaduras longitudinales y transversales. La principal ventaja es el monolitismo del refuerzo. Sin embargo requieren incrementos de área significativos, lo que incrementa la rigidez del elemento reforzado y conlleva modificaciones en los repartos de esfuerzos entre los elementos que componen la estructura.

3. Confinamiento mediante tejidos de fibras reforzadas con polímeros FRP

   Incremento de la resistencia a compresión del hormigón debido a la coacción de las deformaciones transversales inducidas por efecto Poisson, o bien refuerzos a flexión o cortante mediante láminas o fábricas de compuestos de FRP. La ventaja es la rapidez de aplicación. La desventaja es la necesidad de un soporte con unas propiedades mecánicas y de acabado que garanticen la adecuada adherencia entre el FRP y el hormigón, así como la escasa resistencia al fuego del refuerzo.

Sin embargo en las actuaciones inmediatas al sismo también hay que considerar otro tipo de recurso de refuerzo provisional como pueden ser, las técnicas de relleno ("infilling") y de arriostramiento:

- Relleno de pórticos con muros con fábricas
- Colocación de elementos de arriostramiento y refuerzo metálicos dentro de los pórticos
- Colocación de contrafuertes exteriores a la estructura existente

Sistemas de estabilización urgente: consolidación

Una solución rápida con el objetivo de dar estabilidad, rigidez y reforzar estructuras gravemente dañadas por el sismo puede ser el relleno mediante muros de fábrica o de hormigón armado de los marcos de estructuras porticadas.

La efectividad de esta intervención será tanto mayor cuanto más flexible o daño haya sufrido la estructura y permite rigidizar edificios que tengan desplazamientos laterales grandes, que pudieran ser perjudiciales para los elementos constructivos no estructurales.

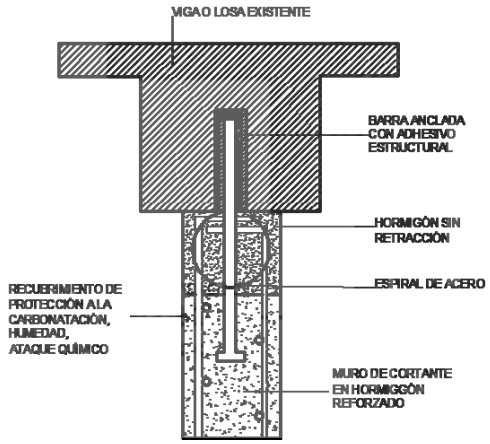


Figura 3.47. Detalle de conexión de una pantalla de hormigón armado y una viga.

Otra estrategia de refuerzo inmediatamente posterior al sismo puede ser la de introducir marcos metálicos en los pórticos que incrementen la estabilidad y permitan sustituir transitoriamente a los elementos dañados. Estos elementos son a estructuras metálicas coladas simplemente apoyando a la estructura existente desde el interior al igual que los marcos anteriores o bien desde el exterior.

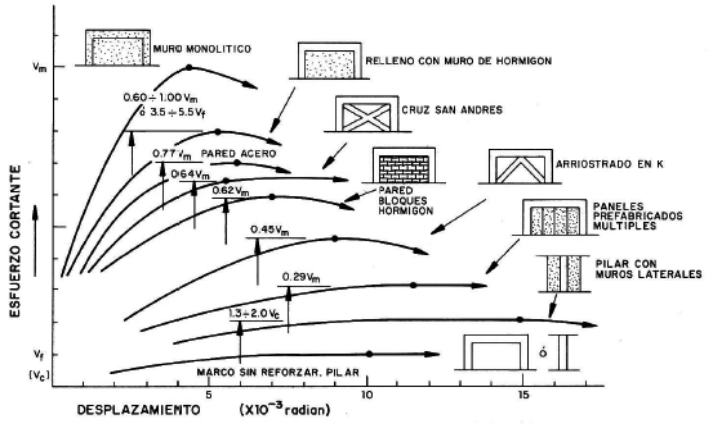


Figura 3.48 Eficiencia de distintos sistemas de rigidizar un pórtico (F. Cánovas, 1994)

Esta sub-estructura suele ejecutarse con perfilería convencional (tipo I ó H) perfectamente vinculada al resto del elemento estructural mediante anclajes que permitan un funcionamiento conjunto con el resto. Los elementos metálicos se pueden disponer en forma de riostras en X, en K, o bien donde no se requiera incrementar la rigidez lateral como elementos marco.

La solución a diferencia del relleno permite mantener aperturas para la entrada de luz natural. También permite mantener los pasos y huecos preexistentes. El incremento de masa en relación al elemento reforzado es relativamente bajo. Finalmente el trabajo se lleva a cabo con elementos fácilmente disponibles en el mercado y permite actuaciones rápidas.

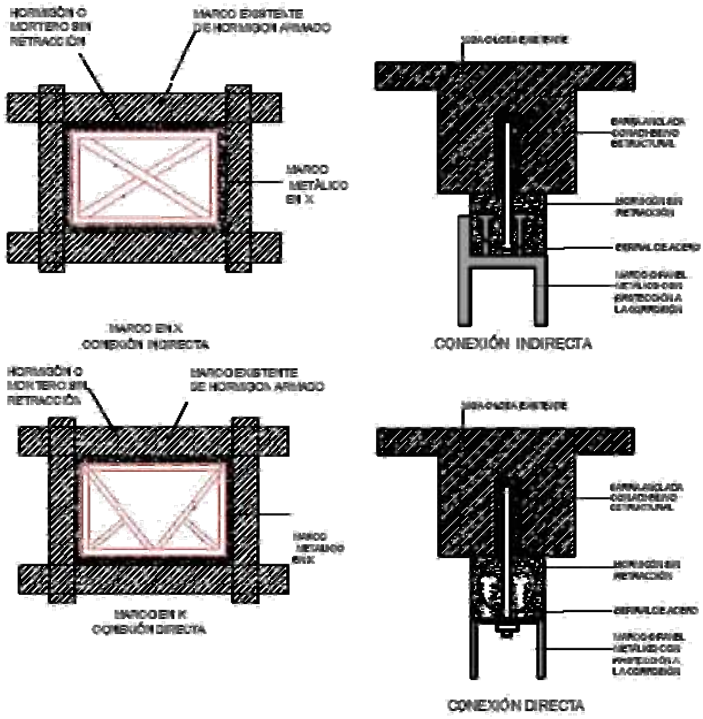


Figura 3.49. Sistemas de refuerzo de marcos.

El marco que se introduce en la rehabilitación puede emplearse introduciendo disipadores de energía tales como amortiguadores viscosos que puedan disipar la energía que se generé en sismo posteriores. De esta forma además de mejorar la capacidad resistente frente a acciones horizontales se incrementa la ductilidad de la estructura existente.

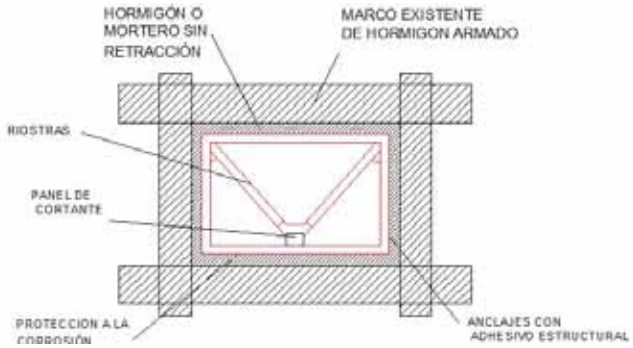


Figura 50 Refuerzo sísmico con riostras dúctiles con conexión indirecta.

3.4.3. COLOCACIÓN DE CONTRAFUERTES EXTERIORES

La rigidez o resistencia frente acciones horizontales puede incrementarse mediante la colocación de contrafuertes. Estos se ejecutan mediante procedimientos similares a los empleados en los marcos o rellenos anteriormente expuestos. En el diseño de este elemento exterior el anclaje del refuerzo debe ejecutarse considerando que se debe garantizar la conexión entre el contrafuerte y la estructura existente.

La ventaja es que no se modifica la estructura original, pero requiere una servidumbre de espacio exterior que no siempre es factible.

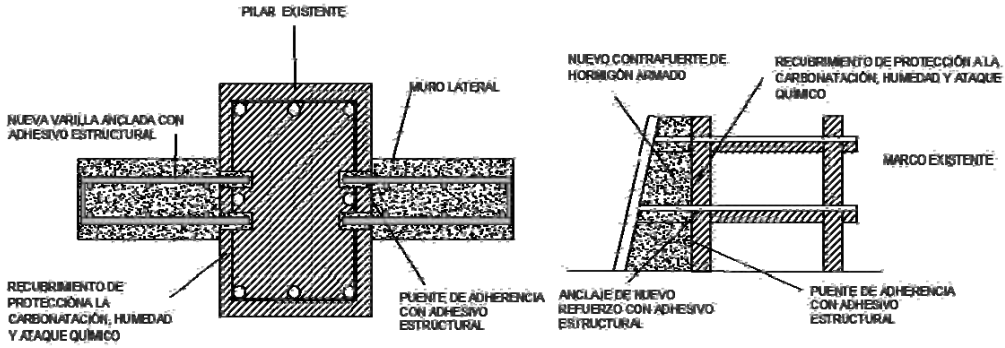


Figura 3.51. Contrafuertes exteriores.

3.4.4. ENCAMISADO CON ELEMENTOS METÁLICOS

Una de las técnicas más usuales para reforzar pilares es emplear encamisados metálicos, es decir la colocación de angulares de acero en las esquinas del soporte y sujetos entre sí por medio de presillas soldadas. Este refuerzo sustituye al pilar original y se suele considerar que el encamisado metálico es el encargado de absorber la totalidad de los esfuerzos que soporta el pilar. El capitel y la base metálica de estos refuerzos deben estar formados también por angulares o por chapas soldadas en ángulo ajustadas al perímetro del soporte y a los forjados superior e inferior sirven de remate recibir y transmitir los esfuerzos.

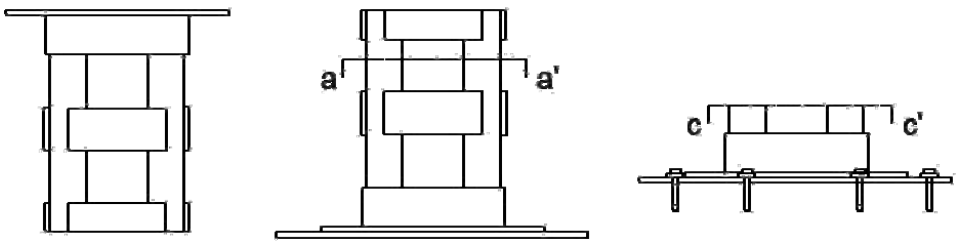


Figura 3.52. Encamisado metálico. Detalles de encuentros.

Si el refuerzo afecta a varias plantas de la estructura hay que darle continuidad, para lo cual hay que atravesar los forjados:

- Chapas de acero rigidizadas y ancladas al hormigón en las dos caras donde hay bovedillas.
- Cuadradillos de acero colocados en las esquinas

En el caso de que el refuerzo atraviese varios forjados se recomiendan emplear morteros de retracción compensada en las zonas de enlace entre la viga y el refuerzo.

3.4.5. ENCAMISADO, RECRECIDOS Y ZUNCHADOS DE HORMIGÓN ARMADO

La técnica de encamisar elementos existentes con hormigón armado ha sido tratada en la literatura técnica con gran bondad, pues proporciona mayor resistencia y rigidez al elemento, en especial tras los ensayos realizados por Ramírez Ortiz y Bárcena Díaz sobre Refuerzo de pilares de hormigón armado de baja calidad. No obstante hay que indicar que el incremento de sección que conlleva este tipo de refuerzo puede resultar desfavorable en el caso de réplicas sísmicas posteriores debido al nuevo reparto de rigideces que se introduce en relación al resto de elementos. Además es una técnica que ocupa una cantidad de espacio mayor y que requiere de un mayor tiempo de ejecución.

La técnica consiste en encamisar los elementos existentes con hormigón de mayor resistencia que el original. El hormigón empleado suele ser autocompactante con árido de pequeño tamaño (incluso algunos autores recomienda en uso de microhormigones) o bien hormigón gunitado.

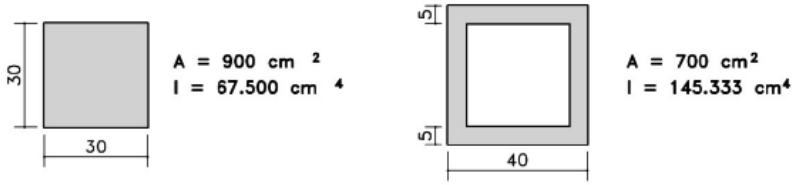


Figura 3.53. Incremento de rigidez y área con encamisado de hormigón.

El dimensionamiento del refuerzo suele calcularse considerando que el nuevo material es el encargado de absorber la totalidad de los esfuerzos que soporta el pilar. Esta forma de proceder está del lado de la seguridad, dado que por el pilar inicial baja una fracción de la carga total (difícil de estimar). Dimensionar considerando que toda la carga baja por el recrecido (dimensionamiento como sección hueca) no conduce a un encarecimiento o mayor consumo de acero de la solución, dado que el área del recrecido es importante, así como su inercia.

La transmisión de esfuerzo entre el recrecido, el hormigón existente y el resto de los elementos suele confiarse a la adherencia entre materiales. En ausencia de más datos la longitud de transferencia L puede calcularse aplicando la expresión inferior de donde a y b son los lados del soporte a reforzar.

$$L = \frac{N}{\tau_d \cdot (2a + 2b)} \quad con \quad \tau_d = \gamma_n \left(\frac{1}{\gamma_c} \beta f_{ct,d} \right) \quad y \quad f_{ct,d} = 0{,}21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Cuando el encamisado se ejecuta en el pilar de una sola planta sin continuar transfiriendo cargas sin penetrar el refuerzo a través del forjado y con el pilar superior solo se mejora la capacidad de resistencia axial, debido al efecto del zunchado y de cortante del pilar.

En este caso se dejara un espacio u holgura entre el encamisado y el forjado, pues la transmisión del axil se produce en las zonas superior e inferior a debido al efecto de confinamiento del hormigón y en la zona intermedia por transmisión tangencial a través de junta rugosa, adherencia entre hormigones nuevo y viejo. En la zona central la carga es soportada por la sección compuesta entre el antiguo y nuevo hormigón. Este es un sistema adecuado para pilares con fallo por aplastamiento durante el sismo.

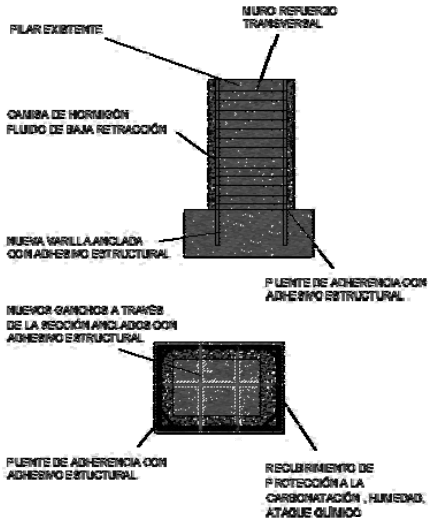


Figura 3.54. Enlaces entre el hormigón nuevo y antiguo

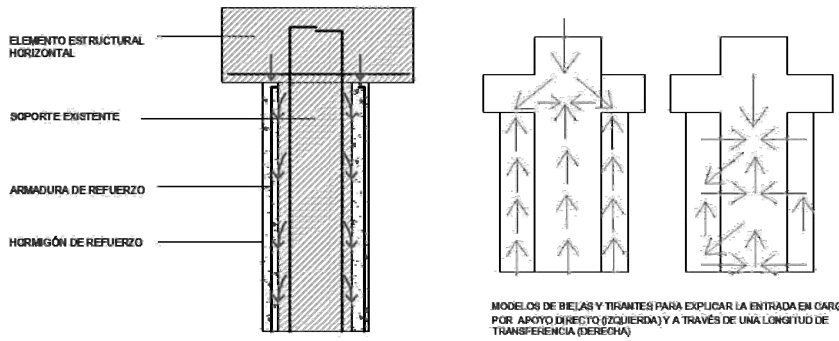


Figura 3.55. Mecanismo de entrada en carga de un pilar reforzado con hormigón mediante “apoyo directo” (izq) y mecanismos de entrada en carga mediante apoyo directo y a través de la longitud de transferencia.

Si el objetivo es incrementar únicamente la ductilidad y recuperar la resistencia inicial puede ser suficiente aplicar la técnica de envoltura o zunchado. Si se dar rigidez debe haber contactado del encamisado con el forjado. Si además es necesario mejorar o restaurar la capacidad a flexión del elemento vertical hay que pasar el refuerzo a través de huecos o taladros y colocar hormigón de transferencia en la unión entre la viga y el pilar, debiendo quedar además este refuerzo bien anclado a la cimentación.

Si el forjado es reticular debe considerarse la necesidad de conformar un capital macizo. En ambos casos debe cuidarse la disposición de cercos o estribos cerrados que rodeen completamente el pilar existente.

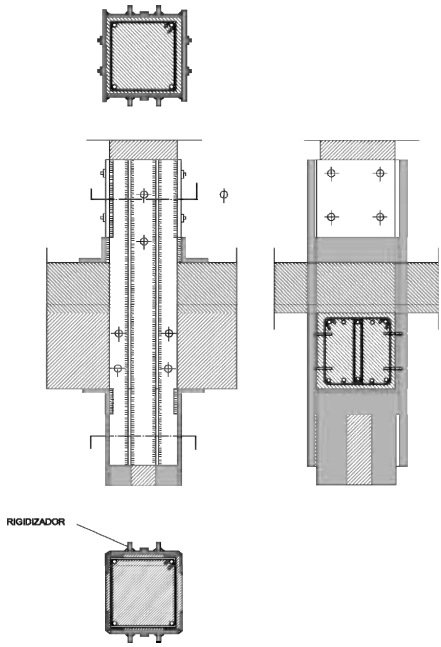


Figura 3.56. Detalle paso de forjado.

En el caso de vigas el zunchado completo suele garantizar un comportamiento resistente a cortante adecuado en el caso de posibles eventos sísmicos. Si el encamisado recoge únicamente cargas gravitatorias el refuerzo puede ejecutarse en forma de U por las tres caras, en caso de necesitar recuperar la resistencia a flexión y cortante o solo en la cara inferior para mejorar la capacidad a flexión.

3.4.6. ELEMENTOS METÁLICOS O DE FRP ADHERIDOS

Puede recuperarse la resistencia original de determinados elementos mediante perfiles o chapas metálicas o compuesto de FRP, tales como perfiles, angulares, pletinas, etc. En este apartado se expone la adición de perfiles metálicos tipos I ó H, de chapas metálicas y de Fibras Reforzadas con Polímeros FRP (Fiber Reinforced Polymer) a vigas o pilares existentes de modo que trabajen conjuntamente. El conjunto tendrá la rigidez adecuada para soportar las cargas que recibe y en caso de vigas será capaz de controlar las deformaciones. También pueden emplearse pletinas, láminas y angulares. En estos casos se requieren sistemas de anclaje temporales mientras el adhesivo alcanza la resistencia esperada.

Las FRP nacen de la combinación de una resina y una fibra sintética. La resina más empleada es la epóxica. De los diferentes tipos de fibra el más empleado es la fibra de carbono (CFRP) frente a la de aramida (AFRP) o vidrio (GRFP), debido a que su elevado módulo de deformación permite su movilización para pequeñas deformaciones facilitando la puesta en carga del refuerzo. Los FRP se sirven en forma de láminas longitudinales para adherir

directamente, en forma de láminas preconformadas dobladas en ángulo, o en forma de tejidos donde la resina y la fibra se combinan 'in situ' envolviendo a la pieza con tantas capas de tejido como sea necesario. El tejido está formado sólo por las fibras de carbono, no existiendo resina. Para su correcto funcionamiento hay que utilizar adhesivos fluidos a base de resinas epoxi que impregnen el tejido (sirva de matriz de unión de las fibras) y al mismo tiempo actúe como adhesivo al soporte. Es decir, la fluidez de la resina permite impregnar, mojar y formar el material compuesto con las fibras del tejido. Son de fácil instalación, con un peso muy bajo, y no modifican significativamente la rigidez del elemento.

Para mejorar la resistencia a flexión de vigas y forjados basta con adherir el FRP en la dirección correspondiente a las armaduras longitudinales, pudiéndose colocar simplemente adherida (armadura de refuerzo pasiva) o pretensada (activa). En cualquier caso debe cuidarse el anclaje en los extremos pues este tipo de refuerzos a flexión falla en la zona adherente.

Para mejorar la capacidad a cortante debe adherirse el FRP en las caras laterales. A este respecto hay que reseñar que el refuerzo a cortante de vigas es un fenómeno complejo afectado por múltiples variables recogidas sólo parcialmente por los distintos modelos de cálculo disponibles, no obstante el sistema logra mejorar la resistencia a cortante original.

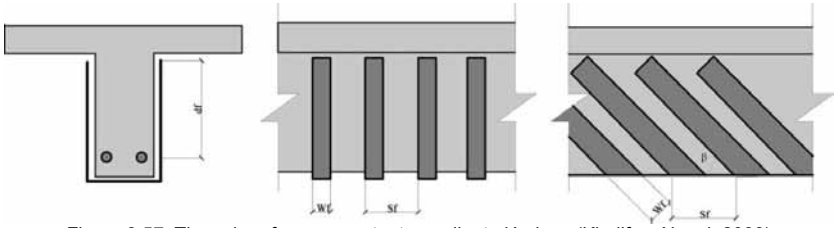


Figura 3.57. Tipos de refuerzo a cortante mediante láminas (Khalifa y Nanni, 2000)

En el caso de emplear este refuerzo en nudos y muros, el FRP empleado suele disponerse formando cruces en X en direcciones diagonales en la zona necesaria.

Las chapas y FRP también pueden ser empleados al igual que los recrecidos de hormigón para incrementar la resistencia por efecto del confinamiento. En el caso de emplear chapas metálicas en pilares se puede combinar este efecto de confinamiento a una colaboración en la absorción directa de la carga axial que recibe. Esa envoltura con chapas deben estar correctamente rellenadas, ancladas y adheridas. Se produce un incremento de la resistencia a compresión del hormigón (y, por consiguiente, un incremento de la capacidad portante) al coartar la deformación transversal del soporte debida al efecto Poisson y evitar la rotura del mismo por tracciones indirectas (el zunchado actúa como una compresión lateral).

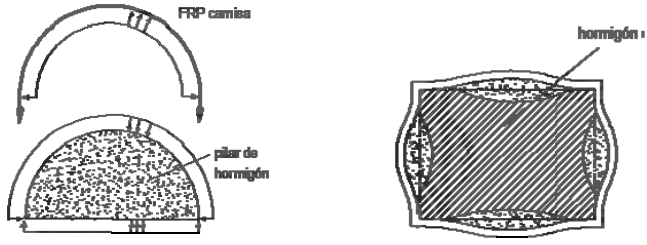


Figura 3.58. Confinamiento con FRP y con chapas de acero.

La técnica consiste en colocar una camisa con acero que envuelva el pilar y dejar una holgura que posteriormente se rellena de material adherente que no presente retracción y permita una adecuada unión entre el refuerzo y el material de refuerzo. En general las lechadas de base cemento suelen ofrecer una adherencia inferior a la que consiguen los adhesivos poliméricos entre el hormigón endurecido y otros materiales además de tolerar un amplio rango de condiciones de humedad. Si la fijación es realmente compleja es necesario recurrir a anclajes mecánicos con acero o cables tensados.

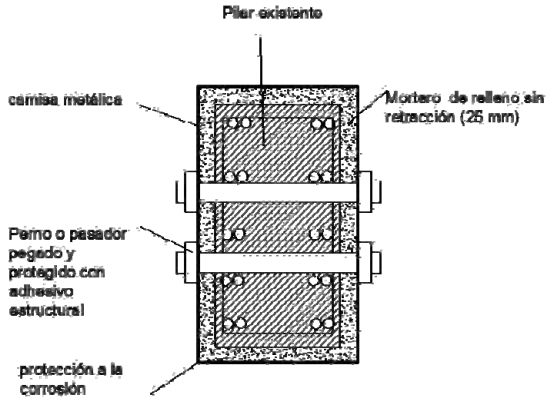


Figura 3.59. Sistema de enlace entre el pilar y el refuerzo

Este efecto de confinamiento se emplea para incrementar fundamentalmente la resistencia del hormigón preexistente, y la resistencia a cortante más que incrementos de resistencia frente a cargas horizontales. Para lograr el efecto de confinamiento deseado deben cuidarse el contacto entre un material y otro. El zunchado es más efectivo cuando más se aproxime la sección del pilar a la sección circular, y menos en sentido inverso. En este sentido puede generarse un pilar con sección elíptica mediante la colocación de elementos de zunchados con formas diferentes a las del pilar a reforzar. En cualquier caso en pilares de sección cuadrada, antes de la colocación del refuerzo, hay que redondear las esquinas: el radio suele estar comprendido entre 15 y 25 mm.

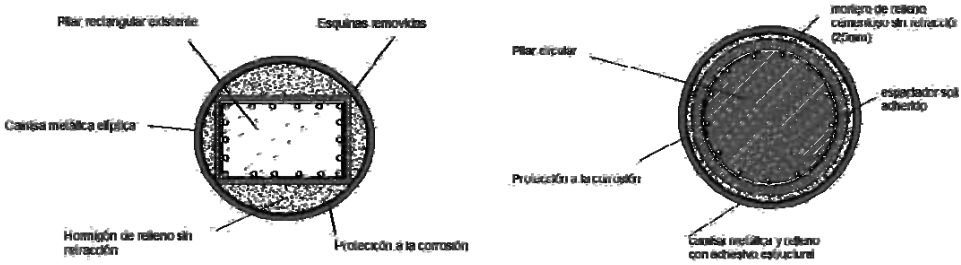


Figura 3.60. Influencia de la forma

Todas estas técnicas permiten reparar elementos locales, pero no suelen ser efectivas para mejorar el comportamiento global de la estructura sin un análisis e intervención en el resto de los elementos de la estructura.

Finalmente indicar que la colocación de tensores en los extremos puede mejorar el comportamiento de determinado elementos. Esta técnica de pretensado exterior está indicada como solución provisional en aquellos casos en los que se desea la sustitución de parte de la estructura evitando que se produzcan alteraciones en el resto de la misma. En el caso de pilares puede sustituir se soportan provisionalmente las cargas de los elementos superiores.

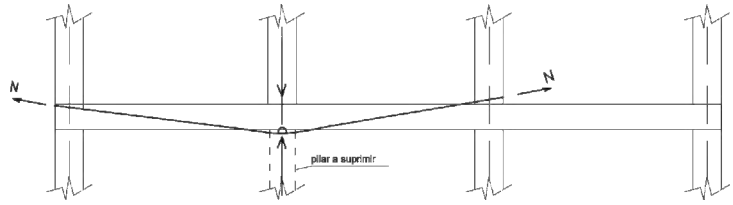


Figura 61. Pretensado exterior

3.5. TALLER PRÁCTICO. ESTUDIO DE CASOS: COMPORTAMIENTO FRENTE AL SISMO EN EDIFICACIONES CON ESTRUCTURA DE HORMIGÓN Y ACERO.

3.5.1. INTRODUCCIÓN

Las edificaciones con estructuras de hormigón armado, basadas y diseñadas con los criterios sismorresistentes que fijan las normas, tienen que ser sobre todo seguras para sus ocupantes frente a los efectos del sismo.

Sin embargo, la realidad en Lorca nos ha revelado que no siempre este comportamiento es satisfactorio. De hecho hemos podido observar que edificios no muy antiguos ejecutados con hormigón armado, incluso aquellos que se han diseñado y construido bajo la vigencia de las normas sismorresistentes, han sufrido daños considerables en sus sistemas estructurales. Por tanto la pregunta que nos formulamos es:"y entonces ¿qué ha fallado?".

Partiendo de la particularidad del terremoto en Lorca (intensidad media e hipocentro superficial) es necesario reconocer que las estructuras, en general, llegaron a alcanzar solicitaciones críticas en cuestión de segundos y que, en general, el objetivo principal de estas fue cumplido, el resguardar la estabilidad estructural y la seguridad de sus ocupantes. No obstante, no olvidamos y nos lamentamos de la pérdida de vidas humanas indirectamente causadas por el comportamiento estructural de los edificios.

Y tampoco debemos olvidar que, una vez afectados y dañados por el terremoto, los edificios deben ser habitados de nuevo y deben de seguir cumpliendo con las exigencias básicas de seguridad y habitabilidad. Por ello debemos preguntarnos también: "¿con qué garantías podrán responder los edificios afectados ante los efectos de otro sismo?"

3.5.2. OBJETIVO

El objetivo principal de este taller es analizar y crear debate en la inspección de unos casos reales de estructuras de hormigón armado, en los que se pueden identificar los factores que influyen sobre los criterios de vulnerabilidad en los edificios. Es decir, poder llegar a prever el comportamiento frente al sismo con un sencillo chequeo de la estructura, identificando y cuantificando aquellos aspectos de la misma que comprometen el requisito fundamental de estabilidad y seguridad de sus ocupantes.

3.5.3. FACTORES INFLUYENTES EN EL COMPORTAMIENTO FRENTE AL SISMO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

Los factores que influyen en el comportamiento frente al sismo son:

- Ductilidad y capacidad disipativas.
- Confinamiento de nudos.
- Regularidad geométrica y mecánica.
- Nivel de diseño sísmico y prescripciones constructivas.
- Calidad de materiales y constructiva.

La **ductilidad** que se define como la capacidad de deformación plástica del material sin que reduzca sustancialmente su capacidad resistente, y también como la capacidad disipativa de energía generada por el sismo que soporta el elemento o material.

El **confinamiento de los nudos** que garantiza una ductilidad establecida y una capacidad resistente que garantiza la seguridad de la estructura.

La **regularidad geométrica y mecánica** que reduce y minimiza los momentos torsores generados por el efecto sísmico.

El **diseño y las prescripciones constructivas** que asegura un comportamiento adecuado y previsible con la magnitud e intensidad del fenómeno sísmico.

La **calidad de los materiales y de lo construido** que garantiza que lo diseñado y prescrito se ha ejecutado y conservado correctamente.

3.5.4. METODOLOGÍA

Se acompañan unas fichas que representan casos reales de estructuras de hormigón armado, en las que se deben de completar contestando a unas preguntas claves que identifican los factores anteriormente descritos. Una vez completadas se procederá al debate sobre las condiciones estructurales de cada caso, planteando soluciones y medidas preventivas sobre el futuro comportamiento frente a un hipotético sismo.

Caso 1





FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

DUCTILIDAD Y CAPACIDAD DISIPATIVA

¿Confinamiento de nudos?

¿Grandes esfuerzos axiales?

¿Disminución de las cuantias armaduras activas (de tracción)?

REGULARIDAD GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

¿Planta irregular?

¿Simetría geométrica?

¿Simetría mecánica?

¿Edificio en pendiente?

NIVEL DE DISEÑO SISMICO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS

¿Plantas blandas?

¿Pilares cortos?

¿Grandes voladizos?

¿Cambio de rigidez entre plantas continuas?

¿Grandes masas en pisos superiores?

¿Tacones en estructuras a distinto nivel?

CALIDAD DE LOS MATERIALES Y CONSTRUCTIVA

Nivel de conservación y mantenimiento de la estructura

¿Exposición a ambientes agresivos?

Calidad de ejecución

Edad del edificio

Observaciones:

Caso 2





FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

DUCTILIDAD Y CAPACIDAD DISIPATIVA

¿Confinamiento de nudos?

¿Grandes esfuerzos axiales?

¿Disminución de las cuantias armaduras activas (de tracción)?

REGULARIDAD GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

¿Planta irregular?

¿Simetría geométrica?

¿Simetría mecánica?

¿Edificio en pendiente?

NIVEL DE DISEÑO SISMICO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS

¿Plantas blandas?

¿Pilares cortos?

¿Grandes voladizos?

¿Cambio de rigidez entre plantas continuas?

¿Grandes masas en pisos superiores?

¿Tacones en estructuras a distinto nivel?

CALIDAD DE LOS MATERIALES Y CONSTRUCTIVA

Nivel de conservación y mantenimiento de la estructura

¿Exposición a ambientes agresivos?

Calidad de ejecución

Edad del edificio

Observaciones:

Caso 3





FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

DUCTILIDAD Y CAPACIDAD DISIPATIVA

¿Confinamiento de nudos?

¿Grandes esfuerzos axiales?

¿Disminución de las cuantias armaduras activas (de tracción)?

REGULARIDAD GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

¿Planta irregular?

¿Simetría geométrica?

¿Simetría mecánica?

¿Edificio en pendiente?

NIVEL DE DISEÑO SISMICO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS

¿Plantas blandas?

¿Pilares cortos?

¿Grandes voladizos?

¿Cambio de rigidez entre plantas continuas?

¿Grandes masas en pisos superiores?

¿Tacones en estructuras a distinto nivel?

CALIDAD DE LOS MATERIALES Y CONSTRUCTIVA

Nivel de conservación y mantenimiento de la estructura

¿Exposición a ambientes agresivos?

Calidad de ejecución

Edad del edificio

Observaciones:

Caso 4





FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

DUCTILIDAD Y CAPACIDAD DISIPATIVA

¿Confinamiento de nudos?

¿Grandes esfuerzos axiales?

¿Disminución de las cuantias armaduras activas (de tracción)?

REGULARIDAD GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

¿Planta irregular?

¿Simetría geométrica?

¿Simetría mecánica?

¿Edificio en pendiente?

NIVEL DE DISEÑO SISMICO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS

¿Plantas blandas?

¿Pilares cortos?

¿Grandes voladizos?

¿Cambio de rigidez entre plantas continuas?

¿Grandes masas en pisos superiores?

¿Tacones en estructuras a distinto nivel?

CALIDAD DE LOS MATERIALES Y CONSTRUCTIVA

Nivel de conservación y mantenimiento de la estructura

¿Exposición a ambientes agresivos?

Calidad de ejecución

Edad del edificio

Observaciones:

Caso 5





FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

DUCTILIDAD Y CAPACIDAD DISIPATIVA

¿Confinamiento de nudos?

¿Grandes esfuerzos axiales?

¿Disminución de las cuantias armaduras activas (de tracción)?

REGULARIDAD GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

¿Planta irregular?

¿Simetría geométrica?

¿Simetría mecánica?

¿Edificio en pendiente?

NIVEL DE DISEÑO SISMICO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS

¿Plantas blandas?

¿Pilares cortos?

¿Grandes voladizos?

¿Cambio de rigidez entre plantas continuas?

¿Grandes masas en pisos superiores?

¿Tacones en estructuras a distinto nivel?

CALIDAD DE LOS MATERIALES Y CONSTRUCTIVA

Nivel de conservación y mantenimiento de la estructura

¿Exposición a ambientes agresivos?

Calidad de ejecución

Edad del edificio

Observaciones:

Caso 6





FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

DUCTILIDAD Y CAPACIDAD DISIPATIVA

¿Confinamiento de nudos?

¿Grandes esfuerzos axiales?

¿Disminución de las cuantias armaduras activas (de tracción)?

REGULARIDAD GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

¿Planta irregular?

¿Simetría geométrica?

¿Simetría mecánica?

¿Edificio en pendiente?

NIVEL DE DISEÑO SISMICO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS

¿Plantas blandas?

¿Pilares cortos?

¿Grandes voladizos?

¿Cambio de rigidez entre plantas continuas?

¿Grandes masas en pisos superiores?

¿Tacones en estructuras a distinto nivel?

CALIDAD DE LOS MATERIALES Y CONSTRUCTIVA

Nivel de conservación y mantenimiento de la estructura

¿Exposición a ambientes agresivos?

Calidad de ejecución

Edad del edificio

Observaciones:

Caso 7





FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

DUCTILIDAD Y CAPACIDAD DISIPATIVA

¿Confinamiento de nudos?

¿Grandes esfuerzos axiales?

¿Disminución de las cuantias armaduras activas (de tracción)?

REGULARIDAD GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

¿Planta irregular?

¿Simetría geométrica?

¿Simetría mecánica?

¿Edificio en pendiente?

NIVEL DE DISEÑO SISMICO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS

¿Plantas blandas?

¿Pilares cortos?

¿Grandes voladizos?

¿Cambio de rigidez entre plantas continuas?

¿Grandes masas en pisos superiores?

¿Tacones en estructuras a distinto nivel?

CALIDAD DE LOS MATERIALES Y CONSTRUCTIVA

Nivel de conservación y mantenimiento de la estructura

¿Exposición a ambientes agresivos?

Calidad de ejecución

Edad del edificio

Observaciones:

Caso 8





FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

DUCTILIDAD Y CAPACIDAD DISIPATIVA

¿Confinamiento de nudos?

¿Grandes esfuerzos axiales?

¿Disminución de las cuantias armaduras activas (de tracción)?

REGULARIDAD GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

¿Planta irregular?

¿Simetría geométrica?

¿Simetría mecánica?

¿Edificio en pendiente?

NIVEL DE DISEÑO SISMICO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS

¿Plantas blandas?

¿Pilares cortos?

¿Grandes voladizos?

¿Cambio de rigidez entre plantas continuas?

¿Grandes masas en pisos superiores?

¿Tacones en estructuras a distinto nivel?

CALIDAD DE LOS MATERIALES Y CONSTRUCTIVA

Nivel de conservación y mantenimiento de la estructura

¿Exposición a ambientes agresivos?

Calidad de ejecución

Edad del edificio

Observaciones:

Caso 9





FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

DUCTILIDAD Y CAPACIDAD DISIPATIVA

¿Confinamiento de nudos?

¿Grandes esfuerzos axiales?

¿Disminución de las cuantias armaduras activas (de tracción)?

REGULARIDAD GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

¿Planta irregular?

¿Simetría geométrica?

¿Simetría mecánica?

¿Edificio en pendiente?

NIVEL DE DISEÑO SISMICO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS

¿Plantas blandas?

¿Pilares cortos?

¿Grandes voladizos?

¿Cambio de rigidez entre plantas continuas?

¿Grandes masas en pisos superiores?

¿Tacones en estructuras a distinto nivel?

CALIDAD DE LOS MATERIALES Y CONSTRUCTIVA

Nivel de conservación y mantenimiento de la estructura

¿Exposición a ambientes agresivos?

Calidad de ejecución

Edad del edificio

Observaciones:

Caso 10




FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

DUCTILIDAD Y CAPACIDAD DISIPATIVA

¿Confinamiento de nudos?

¿Grandes esfuerzos axiales?

¿Disminución de las cuantias armaduras activas (de tracción)?

REGULARIDAD GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

¿Planta irregular?

¿Simetría geométrica?

¿Simetría mecánica?

¿Edificio en pendiente?

NIVEL DE DISEÑO SISMICO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS

¿Plantas blandas?

¿Pilares cortos?

¿Grandes voladizos?

¿Cambio de rigidez entre plantas continuas?

¿Grandes masas en pisos superiores?

¿Tacones en estructuras a distinto nivel?

CALIDAD DE LOS MATERIALES Y CONSTRUCTIVA

Nivel de conservación y mantenimiento de la estructura

¿Exposición a ambientes agresivos?

Calidad de ejecución

Edad del edificio

Observaciones:

Caso 11





FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

DUCTILIDAD Y CAPACIDAD DISIPATIVA

¿Confinamiento de nudos?

¿Grandes esfuerzos axiales?

¿Disminución de las cuantias armaduras activas (de tracción)?

REGULARIDAD GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

¿Planta irregular?

¿Simetría geométrica?

¿Simetría mecánica?

¿Edificio en pendiente?

NIVEL DE DISEÑO SISMICO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS

¿Plantas blandas?

¿Pilares cortos?

¿Grandes voladizos?

¿Cambio de rigidez entre plantas continuas?

¿Grandes masas en pisos superiores?

¿Tacones en estructuras a distinto nivel?

CALIDAD DE LOS MATERIALES Y CONSTRUCTIVA

Nivel de conservación y mantenimiento de la estructura

¿Exposición a ambientes agresivos?

Calidad de ejecución

Edad del edificio

Observaciones:

Caso 12





FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

DUCTILIDAD Y CAPACIDAD DISIPATIVA

¿Confinamiento de nudos?

¿Grandes esfuerzos axiales?

¿Disminución de las cuantias armaduras activas (de tracción)?

REGULARIDAD GEOMÉTRICA Y MECÁNICA

¿Planta irregular?

¿Simetría geométrica?

¿Simetría mecánica?

¿Edificio en pendiente?

NIVEL DE DISEÑO SISMICO Y PRESCRIPCIONES CONSTRUCTIVAS

¿Plantas blandas?

¿Pilares cortos?

¿Grandes voladizos?

¿Cambio de rigidez entre plantas continuas?

¿Grandes masas en pisos superiores?

¿Tacones en estructuras a distinto nivel?

CALIDAD DE LOS MATERIALES Y CONSTRUCTIVA

Nivel de conservación y mantenimiento de la estructura

¿Exposición a ambientes agresivos?

Calidad de ejecución

Edad del edificio

Observaciones:

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Astorga, A. (2009). Patologías en las edificaciones. Madrid: CIGIR.

Barbat, A.H. & Hurtado, J. (1996). Aspectos de cálculo estructural en las normativas sismorresistentes. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), Monografía CIMNE, publicación nº 80.

Barbat, A.H. & Jané, Ll. (1992). Estructuras de edificación con aislamiento antisísmico. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), Monografía CIMNE, publicación nº 13.

Benavent-Climent, A. (2010). Estructuras sismorresistentes. Madrid: MAIA Ediciones.

Benito, B. & Jiménez, M.E. (1999). Peligrosidad sísmica. Física de la Tierra E.U.I.T. Topografía (UPM), 11:13-47.

Calavera, J. (2005). Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado. Madrid: Intemac.

Carreño, E., Bravo, B., Suárez, A. & Tordesillas, J.M. (1999). Peligrosidad sísmica. Física de la Tierra. Instituto Geográfico Nacional (I.G.N.), 11:81-111.

Chopra, A.K. (1982). Dynamics of structures. Earthquake Engineering Research Institute.

Chopra, A.K. (2001). Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering. Prentice-Hall.

Clough, R.W. & Penzien, J. (1993). Dynamics of structures. McGraw-Hill.

Comisión Permanente del Hormigón. (2008). EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural. Madrid: Ministerio de Fomento.

Escobar, J.A., Mendoza, A. & Gómez, R. (2004). Diseño simplificado por torsión sísmica estática. Revista de Ingeniería Sísmica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. Nº 070, 77-107.

Estévez, J. (2012). Patología y recuperación de estructuras de hormigón. Máster en rehabilitación arquitectónica. A Coruña: Universidad de A Coruña.

European Committee for Standardization. (1998). Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1-4: Strengthening and repair of buildings. Brussels: CEN.

Federal Emergency Management Agency (FEMA) 156, 157, 172, 273, 274, 276, 306, 307, 308, 310, 356, 357. Seismic evaluation and rehabilitaron of buildings.

Fernández, M. (1994). Patología y terapéutica del hormigón armado. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Jiménez, J.A. (1980). Geotecnia y cimientos III. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geofísica. Primera parte.

Ministerio de Fomento. (2006). Código Técnico de la Edificación. Documento Básico: Acciones en la Edificación.

Ministerio de Fomento. (2006). Código Técnico de la Edificación. Documento Básico: Cimentaciones.

Ministerio de Fomento. (2002). NCSE-02: Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación.

Muñoz, M. (2009). Cómo evitar errores en proyectos y obras (100 casos prácticos). Madrid: Autor.

Perea, T. & Esteva, L. (2005). Componente vertical de registros sísmicos en México y en su efecto en la respuesta sísmica no lineal de edificios. Revista de Ingeniería Sísmica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. Nº 072, 45-79.

Ruíz, P.J. (2010). Guía de Cálculo Dinámico Aplicado a Sismo en Estructuras de Edificación según la NCSE-02. Proyecto Final de Carrera. Escuela de Arquitectura e Ingeniería de Edificación.

Serrano, B. (2013). Lesiones y síntomas en el hormigón. Ponencia jornada técnica "Rehabilitación de edificios". Valencia: Instituto Valenciano de la Edificación.

Smith, P.J. (1975). Temas de geofísica. Ed. Reverté.

Zárate, G., Ayala, A.G., García, O. (2003). Método sísmico estático para edificios asimétricos: revisión de enfoques. Revista de Ingeniería Sísmica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. Nº 069, 25-44.

4. EDIFICACIONES CON ESTRUCTURA MURARIA E HISTÓRICAS

Juan de Dios de la Hoz Martínez.
Arquitecto. Delegado por el Obispado de Cartagena para las Emergencias y posterior restauración de los Templos de Lorca.

Mª Carmen Martínez Ríos.
Arquitecta. Servicio de Patrimonio Histórico. Dirección General de Bienes Culturales. Consejería de Educación, Universidades y Cultura. Región de Murcia.

Yolanda Spairani Berrio.
Arquitecta Técnica. Departamento de Construcciones Arquitectónicas. Universidad de Alicante.

4 EDIFICACIONES CON ESTRUCTURA MURARIA E HISTÓRICAS

4.1. COMPRENSIÓN DE LAS ESTRUCTURAS HISTÓRICAS

Las estructuras históricas se deben analizar únicamente como construcciones realizadas con materiales agregados, donde **la componente casi exclusiva es la compresión** (exceptuando la madera). Este agregado debe ser inteligente y, en lo posible, bello.

Generaciones futuras, (también la de sus estructuras resistentes) debe ser un objetivo irrenunciable.

4.1.1. ESCALA, FORMA Y TAMAÑO

Los agregados de materiales con los que construimos los edificios plantean problemas de escala y de tamaño. De hecho, el hombre siempre ha tenido que:

- Salvar la luz más grande con el palo más pequeño posible.
- Cubrir un mayor espacio con el mínimo material.
- Elevar un edificio con la menor planta posible.

Esto nos lleva a preguntarnos si están reglados los tamaños máximos que se pueden obtener para cada diseño y material. Pues bien, en todos los casos, el tamaño máximo se determina por la relación entre la tensión soportada y la densidad de dicho material.

Axioma general: El tamaño máximo de una estructura es aquel cuyo volumen puede ser soportado por la sección resistente trabajando a la máxima tensión del material.

Supongamos un prisma de 25 x 25 cm de área en su base (como vamos a ver, da prácticamente igual el material de que esté hecho, pues va a colapsar mucho antes de alcanzar la altura teórica) y empecemos a levantar una torre colocando prismas uno encima de otro. Los valores que podríamos alcanzar serían:

- Ladrillo (tensión rotura 30 Kg/cm^2 = 0,3 KN y densidad 1400 Kg/cm^3), podríamos llegar a levantar una torre de 214 m, momento en el que la sección rompería.
  30 x 25 x 25 = 18.750 Kg
  18.750 : 1.400 = 13,4 m^3
  13,4 m^3 x 16 m/m^3 = 214 metros
- Para el caso de piedra (densidad 2000 Kg/m^3, tensión rotura 300 Kg/cm^2), la altura de este prisma alcanzaría 1.500 m.
- Para el caso de madera (densidad 900 Kg/m^3, tensión rotura 100 Kg/cm^2), la altura de este prisma alcanzaría 1.100 m.

Es evidente que no es posible alcanzar todas estas alturas teóricas, pues un pilar de estas dimensiones de base (25 x 25 cm) no podría elevarse más allá de 12-14 metros de altura si es en piedra o 8-9 si es en madera, ya que en estos momentos, aun estando muy lejos de su carga de rotura, son muy inestables ante el vuelco. Esto hace que sea posible en las estructuras antiguas, establecer una esbeltez máxima[1] para cada material, momento a partir del cual se vuelven inestables por vuelco o por exceso de empuje por el viento.

La Escala es quien relaciona todo ello, pues si incrementamos la escala, se incrementa el volumen de forma cúbica (elevado al cubo), mientras que si aumentamos el tamaño (la luz o la altura), el incremento en la sección solo es al cuadrado. Por tanto, la resistencia necesaria aumenta de forma cuadrática al considerar la sección más grande, mientras que el volumen aumenta de forma cúbica cuando se incrementa la escala. Como dato significativo, se pueden obtener las tensiones que soportan los edificios de fábrica más grandes y con mayores luces del pasado (las catedrales por ejemplo) y llegaríamos a la conclusión de que se trata de estructuras –en este caso, de piedra- capaces de resistir hasta 400 Kg/cm^2 y, sin embargo, están trabajando prácticamente en todas sus secciones, a menos de 15 Kg/cm^2. ¿Por qué se fisuran, e incluso se hundieron algunas de ellas? Nunca por falta de resistencia, sino que el problema es falta de estabilidad, sobre todo, cuando alguna de las piezas desliza, o bien que la superficie de contacto entre caras contiguas no es suficiente para que el rozamiento entre ambas asegure el paso de la tensión (ya sea normal o de cortadura).

De hecho, estos problemas constructivos de **la esbeltez y del rozamiento entre las caras** de los elementos constitutivos de las fábricas, son los que realmente limitan el tamaño de las mismas (no la resistencia, pues esta es mucho mayor). **El empuje** no es más que la transmisión del peso del elemento constructivo, a sus dos inferiores contiguos y en todos los puntos de contacto. Esto significa trasladar el peso (inicialmente solo hay fuerza vertical), a un peso más un empuje (fuerza horizontal) y esta y no otra, es la limitación de las estructuras antiguas. Por ejemplo, igual que no es posible con fábricas tradicionales construir una torre de esbeltez mayor que 7-8, tampoco sería posible salvar usando piedra, más de 70 m de luz, 30 metros si es de ladrillo o 45 construyendo en mampostería[2].

4.1.2. RESISTENCIA FRENTE A ESTABILIDAD

En las estructuras antiguas la resistencia no es el problema, pues las secciones resisten sin problemas para casi cualquier material.

El problema surge con la estabilidad por dos motivos:

- Cuando se altera su equilibrio o se modifica su forma, se fisuran (**no resisten tracciones**)
- Cuando la relación altura/base aumenta, se inclinan (**no son tenaces**)

El siguiente esquema establece con claridad las condiciones básicas de estos conceptos:

[1] Es difícil que esta esbeltez (altura /base) supere el valor de 7, si bien las construcciones de hoy en día pueden llegar a valores muy superiores

[2] Valores muy por debajo de las realizaciones actuales, que pueden llegar a 120 metros de luz utilizando hormigón armado o incluso 1.700 m si se ejecuta un puente suspendido

RESISTENCIA		Poco relevante (e incluso casi despreciable).
RIGIDEZ		Importante solo en los puntos más solicitados.
ESTABILIDAD		Muy sensible, sobre todo a la variación de la posición de la carga y a los esfuerzos que genera un terremoto.

Grados de libertad. Es quizá el elemento más importante a considerar durante los terremotos, pues si se limitan a una estructura los grados de libertad para moverse, aunque presente roturas previas, no llegará a colapsar.

En nuestra opinión, cuando se trata de edificios históricos, los grados de libertad de las estructuras están bastante más limitados que los edificios contemporáneos, ya que se trata de muros normalmente trabados, bóvedas no solo apoyadas, sino también con contrarrestos, forjados con entrevigados de fábrica o bien con varias familias de elementos leñosos, etc… Además, una gran parte de estos edificios, se encuentran "acodalados" unos contra otros, resultando sus medianeras auténticas transmisoras de empujes entre unos y otros.

Creemos firmemente que esto es lo que ha hecho que durante el sismo de Lorca apenas se hayan producido desplomes (comparado con el número de edificios antiguos que conforma el "parque" inmobiliario de la ciudad). Además, si lo trasladamos a los edificios modernos, vemos que las consecuencias del terremoto también responden a esta lógica constructiva, pues han quedado más afectadas las plantas bajas de los edificios, por ser aquellas donde apenas hay tabiques y, en consecuencia los grados de libertad de movimiento de los elementos resistentes son mayores que en el resto. Por último, los antepechos de las terrazas, que son los elementos con mayores grados de libertad de todos los edificios de la Ciudad, pues apenas tienen ninguna limitación para moverse en cualquier sentido, pues ningún otro elemento se lo impide (apenas si tienen el apoyo en el último forjado), son los elementos que más han oscilado y, desgraciadamente, han sido los que han provocado casi todas las víctimas en su caída hacia las vías públicas.

Afortunadamente, son elementos poco habituales en los edificios históricos, pero caso de existir, debemos asegurar que se limitan sus grados de movimiento, para evitar que sean tan vulnerables al vuelco sencillo (sobre todo cuando se trate de edificios que limitan a una vía pública). Esto es tan fácil como dotarles de "contrafuertes" por el interior o jabalcones o continuar los soportes de la última planta hasta la altura de los pretiles de las terrazas.

Parece evidente que, durante un terremoto, la condición que debe asegurarse no es tanto la resistencia, como **la estabilidad**. Esto es así, fundamentalmente por los esfuerzos que

induce el sismo sobre las construcciones, con una gran componente horizontal que los hace vulnerables. Este concepto de **vulnerabilidad** es para nosotros también muy importante, pues reúne la relación entre los conceptos de resistencia, estabilidad y grados de libertad en las estructuras. Así, una estructura poco resistente, puede ser poco vulnerable ante un sismo, si tiene pocos grados de libertad en sus movimientos (por ejemplo, está rodeada por otras construcciones más resistentes) y mucha estabilidad (por ejemplo un edificio de muros gruesos y con una sola planta de altura). Por el contrario, un edificio muy resistente e incluso muy estable también, podría ser vulnerable si, por ejemplo, alguna de sus fachadas tuviera muchos grados de libertad y pudiera desplazarse horizontalmente durante un terremoto.

En este concepto, siempre refiriéndonos a edificios antiguos, debemos tener muy en cuenta los hastiales y testeros pues, en muchos casos, ni están íntimamente unidos a la cubierta o a los forjados (y por tanto no están confinados, lo que incrementa mucho sus grados de libertad) y, además, suelen ser elementos con amplio desarrollo en altura. Estas dos características los hacen frágiles (vulnerables frente a un sismo) pues pueden tender a "expulsarse" en el sentido opuesto del edificio que cierran.

Para finalizar con este capítulo, es muy necesario también incidir en el incremento de vulnerabilidad que pueden sufrir los edificios antiguos por otras causas que son, cuanto menos, muy evidentes también: La heterogeneidad de los materiales con los que están construidos, la degradación de dichas construcciones[3] por motivos de edad, la falta de enlaces adecuados entre los muros entre si y de estos con los forjados y, finalmente, la escasa ductilidad (poca capacidad para deformarse) de las fábricas.

La limitación en la extensión del presente artículo, no nos permite extendernos en detalle para definir y acotar los condicionantes de cada uno de ellos, aunque si hemos querido, al menos, dejar constancia de su importancia a la hora de evaluar los conceptos de resistencia y estabilidad que estos aspectos confieren a los inmuebles. También queremos dejar constancia expresa (más adelante se hace con más ejemplos) de la necesidad inmediata tras el sismo, de rehacer las "cadenas" de resistencia que el terremoto ha variado. Al tratarse de fábricas heterogéneas, prácticamente en el cien de los casos será necesaria la inyección en los muros de ladrillo, sillería o mampostería, con el fin de reforzarlas y endurecerlas, rellenando sólidamente las unidades huecas o cavidades abiertas en su interior. Es importante el completo llenado, así como evitar la posterior contracción, por lo que a veces puede ser eficaz aditivar las mezclas con pequeñas proporciones de epóxicos de baja viscosidad, en los casos de grietas más pequeñas.

4.1.3. EQUILIBRIO (HIPÓTESIS FUNDAMENTALES)

Una estructura es estable y está en equilibrio cuando la resultante de su sistema de fuerzas en nula. Como estamos hablando de fábricas agregadas, esto ocurre si y solo si:

- Al aplicar las fuerzas, **no se produce cambio de forma**
- Los elementos que lo constituyen **no deslizan**

Si aparece alguna de estas y los grados de libertad no están coaccionados, la estructura es inestable. Para poder estudiarlas de forma analítica se establecen (J. Heyman) **tres hipótesis fundamentales:**

[3] Se trata generalmente de procesos denominados *degradación involutiva de los materiales* y que se manifiestan sobre todo en meteorización de los morteros que componen las estructuras; Agotamiento natural de las fábricas; Flechas y deformaciones (sobre todo en estructuras leñosas)

- La fábrica no tiene resistencia a tracción.
- La resistencia a compresión se considera ilimitada.
- El fallo por deslizamiento se considera imposible.

En la primera de ellas, aunque puedan tener una pequeña resistencia a la tracción, esta nunca se considera. En la segunda, ya hemos visto que las tensiones de trabajo de las fábricas son considerablemente inferiores a las de rotura (del orden de 30 veces), lo que nos hace estimar que la resistencia a compresión no será el problema y, en consecuencia, la suponemos ilimitada. La tercera es algo más compleja y menos intuitiva, pero se explica por la respuesta de las estructuras, que deben responder por su forma geométrica, sin que esta varíe (ya que si lo hace aparecerán flexiones) y, en consecuencia, no puede considerarse el cambio de forma del elemento.

Las grietas en los edificios son la respuesta de estos a las modificaciones que sufren sus estructuras, incluso durante su propia construcción. La *regla de los cinco minutos* enunciada por J Heyman, dice que *"Si una estructura una vez concluida, está en pie cinco minutos, lo estará quinientos años".* Esto es aún más evidente cuando se analizan las tensiones de rotura de los diversos materiales (la piedra por ejemplo trabaja siempre por encima de 20 N/mm2) y los comparamos con las tensiones de trabajo que soportan las fábricas de grandes edificios, donde raramente llegan a 2 N/mm2.

Las grietas no son sinónimo de ruina y si lo son de movimientos que permiten a las estructuras adaptarse a los movimientos. Por ejemplo, si pensamos en un arco de piedra, veremos que es muy raro que se rompan las dovelas. Antes que fracture una de ellas (por falta de resistencia) es seguro que se habrá producido en el arco una articulación. Y esto tampoco lo lleva a la ruina, salvo en el caso que continúen produciéndose dichas articulaciones y estas alcancen el número de cuatro, momento en el que el arco se transformaría en un mecanismo[4].

Si continuáramos con el ejemplo del arco, podríamos definir la denominada *Regla del tercio central* que nos indica la zona comprimida, dentro de la cual tenemos un coeficiente de seguridad que varía entre 2 y 3. Se comprueba que, en ese tercio central, todos los empujes posibles someten al arco a compresión compuesta y, por tanto, al estar solo comprimido, nunca sufrirá tracciones. Si la línea de empujes se sale de ese tercio central, comenzarán a aparecer las tracciones y, por tanto, fisuras (que no necesariamente ruina).

Llegaríamos así al enunciado del ***Primer Teorema o de la Seguridad***, *donde se asegura que, si al cargar una estructura, se puede hallar una posición cualquiera de la línea de empujes que esté contenida dentro de la fábrica, esta estructura será estable y el colapso no se producirá para esa carga.*

El ***Segundo Teorema o de la Inseguridad o rotura****, establece que, si es posible encontrar un mecanismo de colapso con desplazamiento virtual de la estructura admisible, la estructura se hundirá.* Si de nuevo lo trasladamos a nuestro ejemplo del arco, el hundimiento se producirá cuando se formen las suficientes rótulas para que el movimiento de este mecanismo sea cinemáticamente admisible. Esto es muy importante, pues bastaría con limitar los grados de libertad de dicho arco, para que no pudiesen existir desplazamientos y, en este caso, no es posible el colapso (se producirá la rotura del material por aplastamiento, al alcanzar su tensión de rotura, pero no su caída).

[4] En las cúpulas el comportamiento es similar, si bien la doble curvatura le aporta estabilidad y podemos ver cúpulas con multitud de grietas (en la dirección de los meridianos) que continúan estables sin arruinarse

4.1.4. ESTRUCTURAS SEGÚN EL MATERIAL

Vamos a considerar este apartado desde distintos puntos de vista que pensamos deben tenerse muy en cuenta a la hora de valorar las actuaciones sobre los edificios históricos. En primer lugar, dos ciertamente muy obvios, pues en cualquier caso debe reconocerse al arquitecto como conocedor de los materiales, así como capaz de realizar los cálculos que aseguren la estabilidad de dichos edificios. El tercero es el objetivo fundamental de este curso, al considerarlo como conocedor de los mecanismos de los terremotos. Estos tres aspectos deben estar presentes en el análisis y, en consecuencia, en las determinaciones a ejecutar para su reparación.

El **arquitecto como conocedor de los materiales**, sus propiedades, técnicas de utilización, procedimientos constructivos. Es lo que siempre hemos considerado como: El Oficio.

A este condicionante de conocimiento del material, queremos incluir también otro aspecto fundamental tras los terremotos: **el tiempo**, tanto en lo relativo al que transcurre entre el sismo y la actuación, como el necesario para la ejecución del proyecto o propuesta que se decida llevar a cabo.

Por lo que se refiere a la estabilidad de los distintos materiales, es evidente el conocimiento que debe tener el arquitecto de los distintos tipos que conforman los edificios y, en los edificios antiguos, este concepto depende fundamentalmente de su dirección de medida y, por tanto, si son isótropos[5] o anisótropos. El caso más claro es el de la madera, que los constructores del pasado utilizaron como el único material capaz de resistir tracciones, siempre que estas fueran en la dirección de sus fibras.

No consideramos que sea el objetivo de este análisis el enumerar las condiciones de cada uno de los materiales que intervienen en el proceso constructivo, sino la búsqueda de los más adecuados para intervenir en los deterioros que sufren los edificios históricos, sobre todo tras un terremoto. Es por ello que debemos expresar de la forma más clara posible, nuestra opinión al respecto de **compatibilizar las fábricas antiguas con las que se introduzcan a raíz del sismo**. En prácticamente todos los casos, esto pasa por utilizar materiales menos rígidos que los que debamos reforzar[6] (cal, madera, anclajes y cosidos con fibras, yesos...), además de hacerlo de la forma más puntual posible, sin que sobresalgan del original y sin alterar ni su contemplación, ni su forma de trabajo.

En muchos de los casos se puede instrumentar incluso con fotografías tomadas desde un dron (figuras 4.1 y 4.2), así como el aporte de materiales (por ejemplo las inyecciones de cal hidráulica), de forma que se puede comprobar si los movimientos se reducen, e incluso si se alcanza una total estabilización.

[5] La isotropía es la propiedad del material de presentar iguales propiedades físicas en todas las direcciones , independientemente de cual sea la dirección de medida.

[6] El arquitecto Francisco Jurado lo define de forma muy gráfica en su artículo sobre intervenciones en estructuras de edificios históricos, cuando habla de *"Restaurar con materiales blandos"*





Figuras 4.1 y 4.2: Dron utilizado por la Empresa Lorquimur para la toma de datos de las Iglesias de Lorca afectadas por los terremotos. En este caso se trata de un helicóptero de cuatro aspas horizontales, dotado con una cámara fotográfica de alta resolución. En la fotografía superior se observa al operador que maneja el aparato mediante un portátil, un sencillo hardware y un equipo consistente en gafas y joystick doble (todo ello, junto con el propio helicóptero cabe en una pequeña furgoneta). El dron dispone de GPS, lo que le permite desplazarse a puntos concretos y estabilizarse en el aire en dichos puntos, sin modificar ni su altura, ni sus coordenadas. Estos aparatos han sido de mucha utilidad, pues el estado de las cubiertas de muchos edificios tras los sismos, impedía su inspección y visita.

Las ventajas del conocimiento de estos materiales y, sobre todo, las posibles actuaciones de reparación una vez que se ha producido el terremoto, hace que se pueda prescindir de intervenciones muy desaconsejables en los edificios históricos como por ejemplo las sustituciones de sillares (que en la mayor parte de los casos obligan a desmontar las estructuras anexas a los arcos o pilares deteriorados). En su lugar, puede optarse por completar in situ con morteros de cal o bastardos, manteniendo la independencia del nuevo material respecto de los colindantes[7].





Figuras 4.3 y 4.4: El terremoto desgajó y "lanzó" al exterior tres enormes sillares de la torre de la Iglesia de San Mateo que, a pesar de ello, pudieron reintegrarse a su ubicación, una vez saneada toda la cornisa.

[7] Esta solución es muy favorable para los arcos por ejemplo, pues permite recuperar sillares sin descargarlo, mediante un sencillo encofrado que contiene el nuevo material que, además comienza a trabajar poco a poco cuando la estructura lo necesita

Otro clarísimo ejemplo de lo anterior, lo hemos llevado a cabo en multitud de bóvedas afectadas tras los terremotos, utilizando los mismos ladrillos de galletilla, tomados con morteros de cal y morteros de yeso, lo que permite reconstruir bóvedas desaparecidas, dejando cualquier mínimo resto de fábrica de ladrillo original integrado dentro de la reconstrucción.





Figuras 4.5 y 4.6: Detalles de la restauración de bóvedas partidas o desplomadas, mediante la ejecución de una o dos roscas de ladrillos, tomados con cal y yeso.

Si bien no son problemas derivados de los esfuerzos generados por el sismo, las obras en los edificios históricos de Lorca están abarcando también otra serie de problemas de los que, aunque no sea más que lateralmente, dejemos constancia. La más importante de ellas es la humedad de capilaridad en las zonas bajas de muros y pilares, cuya eliminación es prácticamente imposible, pero sí que pueden incrementarse los procesos de evaporación. Como ejemplo, la ejecución de soleras ventiladas mediante bovedillas cerámicas o plásticas en contacto directo con el terreno, armadura de solera y pavimento y con la capacidad de ventilarse mediante orificios hacia el interior de los edificios y hacia el exterior con pasatubos.



Figura 4.7: Ejecución de la solera ventilada en la Iglesia de San Mateo, a base de casetones de PVC, combinando estos con cámaras perimetrales en torno a las pilastras, a los muros, e incluso para la instalación de los sistemas de climatización

También veremos las actuaciones utilizando lechadas de cal o bastardas, más fibras de vidrio, de forma que se asegure la traba entre sillares, entre sillares y mampostería, entre ladrillos, entre los propios mampuestos, etc. de modo invisible e intentando asegurar que se produzca cualquier grieta, cuña o deslizamiento posible. Se trata de materiales que se vienen utilizando desde hace más de cincuenta años, pero los eventos sísmicos ocurridos en la región Friuli (1976) y Campania y Basilicata (1.980), confirmaron las ventajas de utilizarlos para mejorar las propiedades de las fábricas de mampostería, ladrillo y sillería[8], pues con ello se creaban "mallas" que aseguraban las conexiones entre los muros intersectados y, a nivel global, aumentaban la resistencia del muro. Se hace necesario un análisis de cada tipo de fábrica, pero la más habitual suele ser que los mejores resultados se obtengan a partir de la inyección de morteros bastardos de cal y cemento (en proporción aproximada 4/5 : 1, o bien directamente, solo de cal hidráulica), con el árido calibrado más pequeño posible y muy fluidos para poder discurrir por los intersticios y poder rellenar los huecos más pequeños. Este tipo de morteros tiene una elasticidad, resistencia y rigidez, similar a las estructuras en las que se inyecta y, al introducirse en las mismas, mejora su resistencia y ductilidad, a la vez que las varillas de fibra de vidrio o inoxidables mejoran el comportamiento a cortante, así como la propia traba entre los fragmentos de fábrica separados a raíz del movimiento sísmico.

Finalizamos este comentario indicando que estas inyecciones y refuerzos, son eficaces principalmente en muros y fachadas de varios pies cerámicos o en muros de dos hojas de mampostería o sillería, con relleno entre ellas, y donde el porcentaje y tamaño de los huecos de ventanas no sea elevado (como por otro lado lo son la práctica totalidad de los edificios antiguos en general y del Casco Histórico de Lorca en particular).





Figuras 4.8 y 4.9: Detalle de la ejecución de cosidos a base de varillas, en este caso sobre muros de sillería pétrea. A la izquierda se aprecian las varillas (en este caso son roscadas de acero inoxidable, aunque es más habitual utilizarlas de fibra de vidrio – lisas o con textura similar a las corrugadas) ya introducidas en los taladros practicados al efecto (el sobrante de la varilla se corta). A la derecha, la pistola para la inyección, en este caso de una resina bicomponente, que se va introduciendo con la propia presión de la pistola, intentando colmatar completamente el taladro, una vez que este está limpio y aspirado completamente de todo tipo de impurezas.

[8] Tras aquellos sismos, se realizó un estudio acerca de los tres sistemas más utilizados: Sustitución de la mampostería dañada; Inyección de lechada en el muro a través de agujeros taladrados a las dos terceras partes del espesor; Inyección más refuerzo con barras de acero inoxidable o vidrio, que se insertan en cada agujero a inyectar.

Si bien no lo hemos utilizado en ninguna de las intervenciones sobre edificios integrantes del patrimonio histórico de Lorca tras los terremotos de Mayo de 2.011, si queremos hacer constar la posibilidad de utilización de materiales compuestos normalmente a base de fibras de carbono, adheridos a una matriz polimérica (epoxy, poliéster o vinilo), pues actuando la resina como agente de adherencia y distribuidor de las cargas, las fibras proporcionan una evidente mejora en las propiedades mecánicas en la dirección deseada. Se da lugar con ello a un material unidireccional con un altísimo rendimiento en cuanto a la resistencia y rigidez en la dirección de las fibras, además de ser inmune frente a la corrosión, muy ligeros y disponibles en forma de laminados, tejidos, tendones, etc y en longitudes mayores que cualquier requerimiento práctico[9].

El último material sobre el que queremos incidir para su utilización en las estructuras afectadas tras los sismos es la madera, como en el ejemplo de la nueva estructura de la Iglesia de Santiago en Lorca, donde bajo la armadura de madera, se disponen unos nervios, también de madera, reproduciendo la proyección de la bóveda anterior a base de tableros fenólicos y contrachapados.



[9] Para este tipo de propuestas, remitimos al lector a los trabajos y publicaciones sobre uno de los ejemplos ejecutado tras los terremotos de Lorca, en concreto la Iglesia de San Cristóbal, donde se han aplicado refuerzos a base de fibras de carbono. Dichos trabajos han sido dirigidos por el arquitecto Carles Boigues, con la colaboración del Ingeniero de Caminos Francisco Javier Yuste.



El arquitecto como **conocedor de su sistema de fuerzas, la escala y el tamaño: El Cálculo.** Deben reconocerse y estudiarse, tras el sismo, al menos tres aspectos: El subsuelo sobre el que se asienta; El sistema constructivo y estructural (forjados, muros, entramados, bóvedas, cúpulas, tabiquería y cubiertas); Los aparatos e instalaciones. También en este caso queremos introducir una variable importante que es la dificultad de la puesta en obra, así como del personal y medios, pues nadie está seguro de que no vuelva a producirse otro terremoto durante los primeros trabajos. Es evidente que esto eleva mucho la dificultad, pues debe sumarse a la propia ejecución, todo cuanto sea posible, para asegurar que los operarios no sufren daños en caso de un nuevo sismo durante los trabajos[10].

Como quiera que, en las fábricas antiguas, los terremotos dan lugar principalmente a la generación de esfuerzos horizontales, vamos a analizar en detalle aquellas estructuras donde estos esfuerzos se encuentran con mayores grados de libertad, o con menores capacidades de los apoyos y, en consecuencia, se fisuran durante un sismo: Arcos y bóvedas.

La propia naturaleza del arco, como estructura curva que deposita su carga en los apoyos mediante el empuje, es la que determina sus condiciones de equilibrio[11] (insistimos en el equilibrio y en la estabilidad, no en la resistencia). Si se modifican los empujes, pero se mantienen fijos los apoyos, podemos asegurar que el arco no romperá a compresión. Ahora bien, si la línea de empujes se sale del propio arco, este rompe y más de tres de estas rótulas generan un mecanismo y el colapso. Como indicamos en el punto anterior, nuestro análisis tras el sismo debe establecerse en relación con la proximidad o lejanía a convertirse en dicho mecanismo. Para ello, debe analizarse si debe actuarse sobre el arco/bóveda, o bien si la actuación debe ejecutarse sobre los apoyos.

[10] Todos tenemos en mente las terribles imágenes del desplome de la bóveda de Asís o del más reciente terremoto en Emilia Romagna, donde murieron varias personas, en los días posteriores al terremoto principal, durante la retirada de las obras de arte, cuando sobrevino un nuevo evento sísmico.

[11] De hecho, todos los arcos se fisuran en el primer minuto tras el descimbrado, pues se produce un asentamiento de las dovelas además, claro está, de los propios procesos posteriores de asientos del terreno, canalizaciones, humedad, obras anexas, viento…y, por supuesto, los **terremotos.**

Es decir, un arco puede ser perfectamente estable, pero el efecto de un terremoto haber modificado por ejemplo uno de sus apoyos, "volcándolo" hacia el interior del arco (lo que genera una grieta en la clave del mismo), lo que aconsejará mantener el arco como está y solo reforzar o apuntalar dicho muro. En el apartado correspondiente a los apeos, se detallará con profundidad las distintas posibilidades de intervención sobre ellos. No obstante, queremos insistir en las condiciones de los arcos y bóvedas, independientemente de los materiales que las conformen, pues el arquitecto deberá analizar que las tensiones en cada punto (consideradas como la suma de los empujes y el peso propio) no superan los límites de la capacidad resistente a compresión (ya hemos indicado que se puede considerar casi infinita), ni de su resistencia al deslizameinto por falta de rozamiento entre las piezas.

Los arcos y las bóvedas presentan situaciones de equilibrio diferentes, según sea la línea de presiones que consideremos. Para soportarlas, la fábrica puede deformarse, adaptándose a las fuerzas o adaptándose a los desplazamientos de los elementos que las sustentan. Cuando esto ocurre, las juntas entre los materiales se transforman en rótulas, que varían su posición en función de las alteraciones. Es decir, se supera la capacidad de adherencia y cohesión del material empleado para construir la bóveda o el arco (ladrillo, piedra, cal…) y, en consecuencia, se desplazan hasta alcanzar una nueva posición de equilibrio.

Como quiera que la mayor parte de las bóvedas de Lorca son tabicadas[12], hemos realizado un somero análisis de sus condiciones geométricas, así como un barrido por distintos tratados y escritos sobre su construcción, llegando a la conclusión que se regían por una relación entre la Sagita[13] del arco directriz y la luz que necesitaban salvar: Para luces menores de 4 metros, utilizaban arcos cuya Sagita fuera mayor que el 10% de la luz; Para luces entre 4 y 9 metros, utilizaban aquellos con sagita mayor que el 12% de la luz; Finalmente, para luces entre 9 y 11 metros (distancia máxima que se puede conseguir en este tipo de bóvedas utilizando medios normales), la sagita debía superar el 15% de la luz.

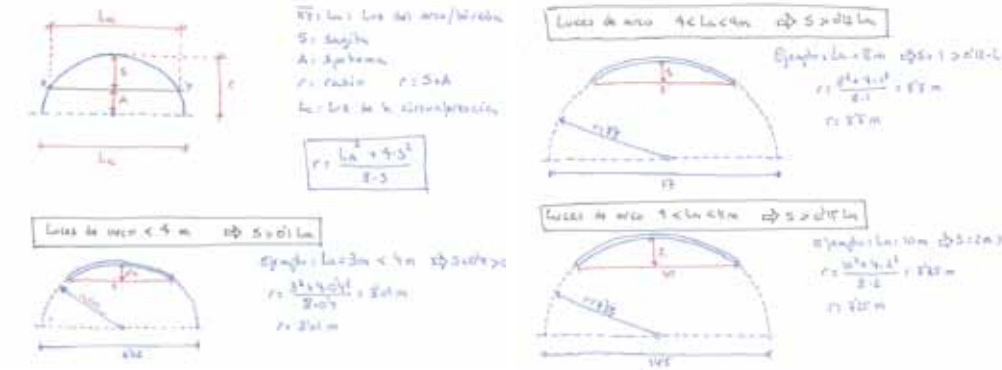


Figura 4.10: Relaciones geométricas entre la luz, radio, apotema y sagita de los arcos de circunferencia. Del análisis de distintos arcos y bóvedas hemos podido comprobar que las distintas luces a salvar, la relación cambia, incrementándose el valor de la sagita con la luz. Se trata de un estudio previo, todavía en hipótesis y cuyo desarrollo estamos pendientes de concluir, una vez se hayan finalizado las intervenciones más importantes para la restauración y recuperación de estos edificios, fundamentalmente para el culto.

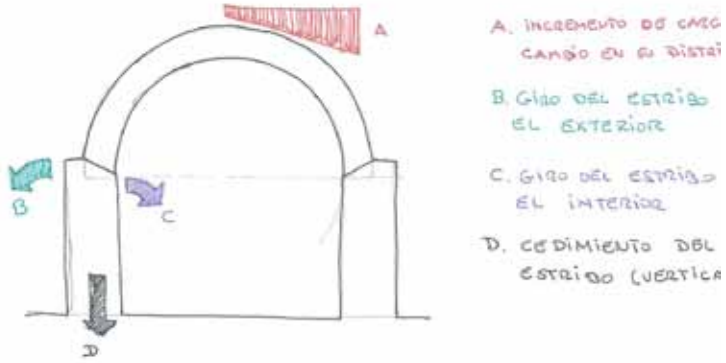
[12] Construidas sin cimbra y a base de una, dos o tres roscas de ladrillo macizo (normalmente de 3 cm de espesor), tomada la del intradós con yeso y las siguientes con cal o con morteros bastardos de cal y cemento

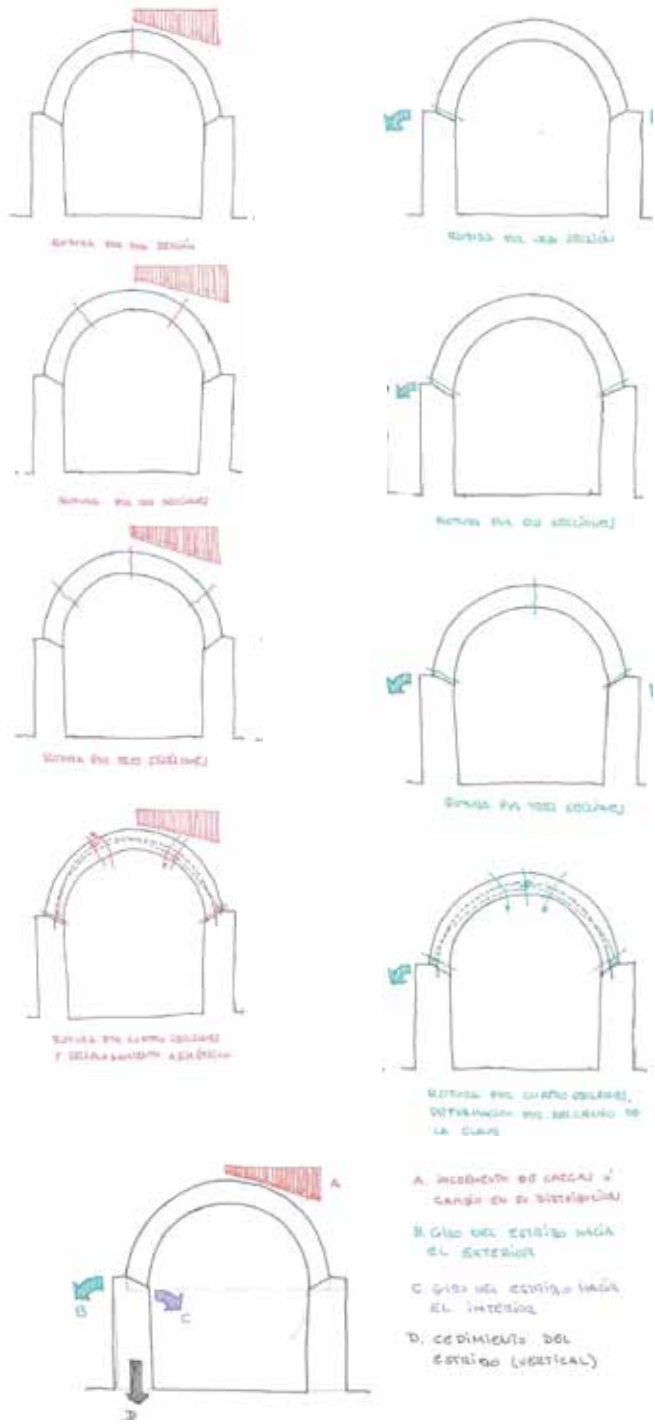
[13] Sagita es la medida del radio de la circunferencia que queda entre esta y la cuerda del arco que se trate, o lo que es lo mismo, la parte del radio comprendida entre el punto medio de un arco de círculo y el de su cuerda, mientras que la Apotema es su complementario, es decir Sagita más Apotema = Radio.

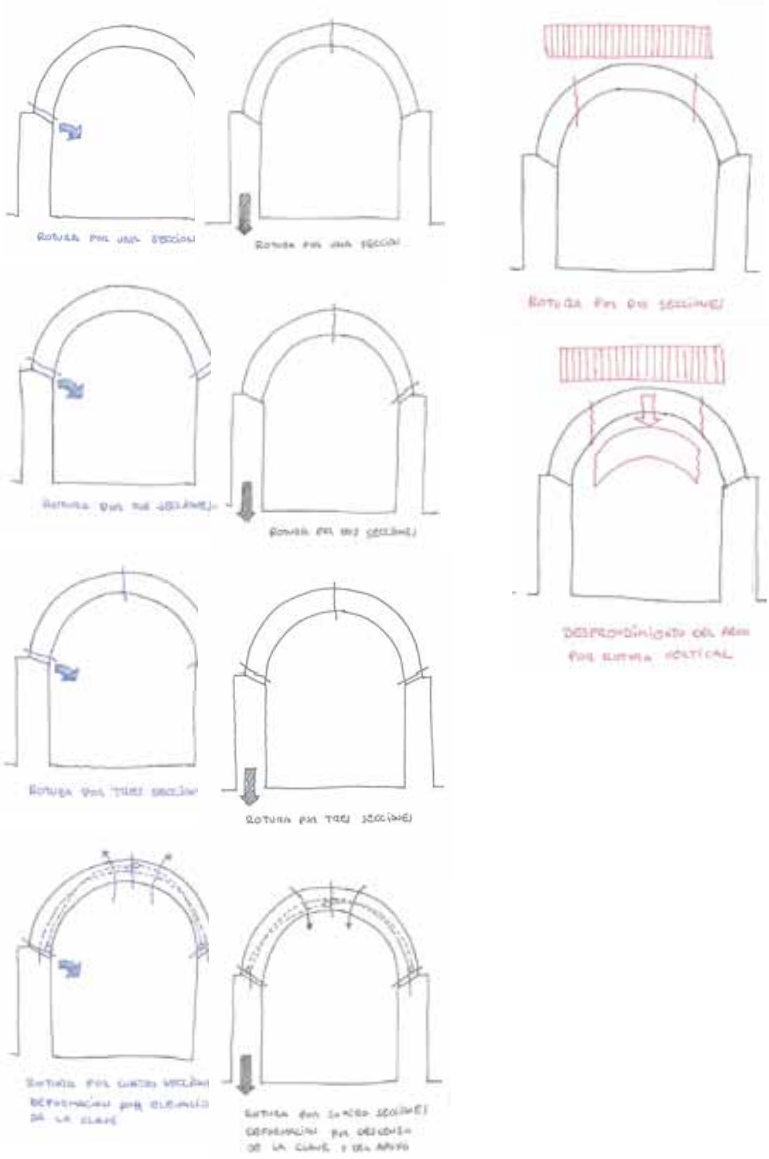
En las páginas siguientes hemos realizado diversos croquis de un arco (o también es de aplicación para una sección de bóveda), afectado por las cuatro fuerzas que pueden provocar su rotura, distinguiendo en color rojo, verde, azul o negro respectivamente, para cada una de ellas (se trata de croquis intuitivos, no precisos, pero que permiten apreciar de un solo golpe de vista, las diferencias entre algunos de los casos más habituales):

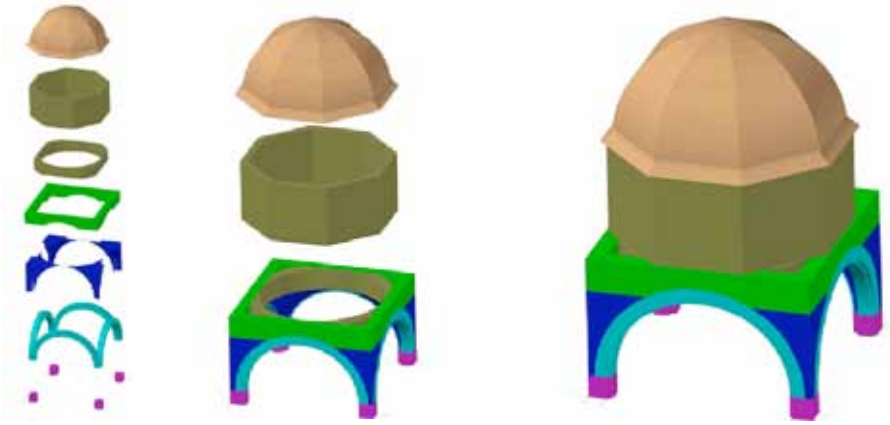
* Incremento de carga o cambio en la distribución de la misma.
* Giro del estribo hacia el exterior (normalmente por empuje de bóvedas o cubiertas).
* Giro del estribo hacia el interior (casi siempre por empuje de colindantes).
* Cedimiento vertical (hundimiento del apoyo sobre el terreno o piso inferior).

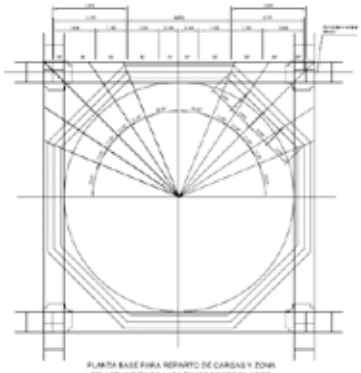
También hemos incluido el resumen del análisis gráfico de la estabilidad de la nueva cúpula de la Iglesia de Santiago en Lorca (realizado con cálculos y gráficas del ingeniero Pedro Navarro), asegurando que las resultantes de las fuerzas quedan incluidas en el espesor de las fábricas.

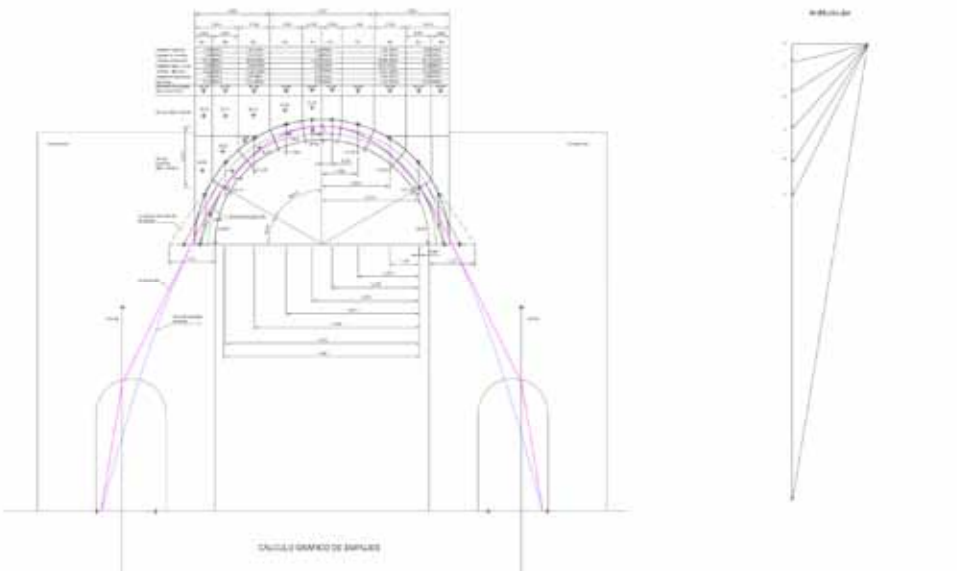



A
B
C
D
A. INCREMENTO DE CARGAS Y CARGA EN LA DISTRIBUCIÓN
B. GIRO DEL ESTRIBO HACIA EL EXTERIOR
C. GIRO DEL ESTRIBO HACIA EL INTERIOR
D. ASENTAMIENTO DEL ESTRIBO (VERTICAL)


ROTURA POR UNA SECCIÓN
ROTURA POR UNA SECCIÓN
ROTURA POR DOS SECCIONES
ROTURA POR DOS SECCIONES
ROTURA POR DOS SECCIONES
DESPRENDIMIENTO DEL ARCO POR ESTIRA VERTICAL
ROTURA POR TRES SECCIÓN
ROTURA POR TRES SECCIONES
ROTURA POR CUATRO SECCIONES DEFORMACIÓN POR DESCENSO DE LA CLAVE
ROTURA POR CUATRO SECCIONES DEFORMACIÓN POR DESCENSO DE LA CLAVE Y DEL APOYO



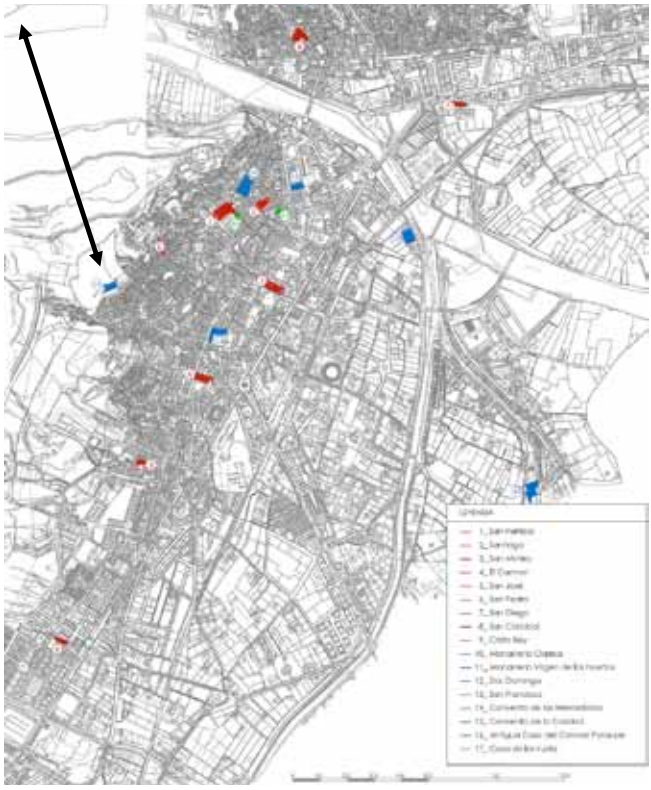




El arquitecto como **conocedor de los mecanismos de los terremotos**.

Aunque pueda parecer mentira, un hecho tan absolutamente caótico como un terremoto, cumple una serie de *"reglas"* que repiten tanto por su propia secuencia física considerada esta como rozamiento tectónico, como por estar asociadas a los comportamientos de los edificios.

La primera de ellas ha podido ser comprobada de forma absolutamente científica tras el terremoto de Lorca y ha sido la constatación de una acusada direccionalidad en los esfuerzos[14] pues en todos los edificios históricos (y en el resto también) se aprecia una mayor intensidad de las deformaciones entre los ejes N145E y N195E (orientación NW-SE). Como quiera que hemos trabajado sobre una elevada cantidad de edificios del Casco histórico de la Ciudad, hemos trasladado a un sistema de representación planimétrico, las deformaciones observadas, tanto en aquellos casos estudiados por el equipo del IGME, como por nuestros propios datos. En un principio no dejaba de ser un dato científico, pero el poder corroborar o no la direccionalidad de las orientaciones de los desgarros o deformaciones, nos podría permitir plantear alternativas a ello en prevención de futuros sismos.

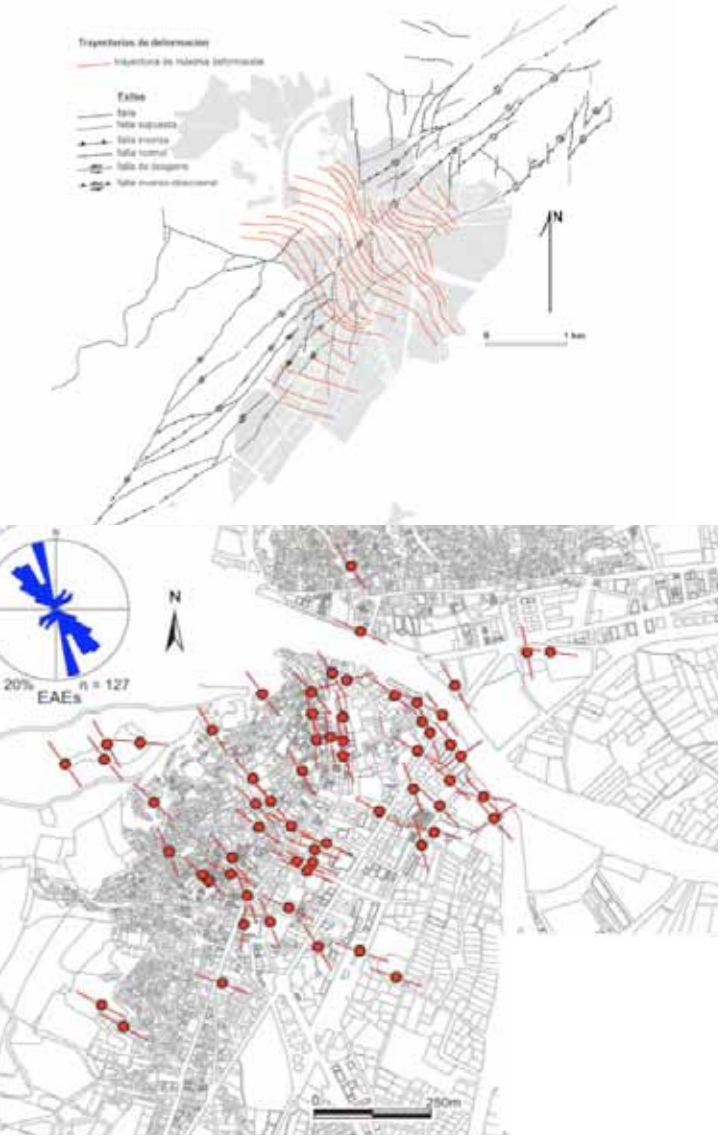


Los datos eran muy significativos en las torres de las Iglesias, que presentaban desplazamientos mayores en el eje el Noroeste – Sureste y, por tanto, grietas mayores (y en forma de aspa) en las caras orientadas al Este y Oeste, mientras que las grietas son sensiblemente menores y de disposición horizontal en las caras Norte y Sur. También en el resto de los edificios coincidía la mayor amplitud de los movimientos durante el sismo y, en consecuencia, las deformaciones, en esos mismos ejes[15].

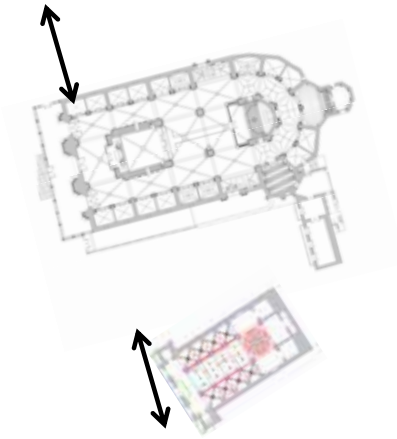
[14] Demostrada en los estudios del Instituto Geológico y Minero de España: Martinez-Diaz, J.J.; Rodríguez-Pascua, M.A.; Pérez, R.; Garcia J.; Giner, J.L.; Martin-González, F.; Rodríguez, M.; Álvarez, J.A.; e Insua J.M. (2.011) *Informe Geológico preliminar del Terremoto de Lorca del 11 de Mayo de 2.011. 5,1 Mw*.

[15] Hemos comparado estos datos con los resultados de las investigaciones de los terremotos históricos en Lorca y, en nuestra opinión, es muy probable esta repetición (sobre todo si tenemos en cuenta que la responsable de los sismos en Lorca siempre ha sido la falla de Alhama), por lo que nos sugiere plantear mayores refuerzos en aquellas zonas que pudieran estar en el rango de acción de estas direcciones predominantes.

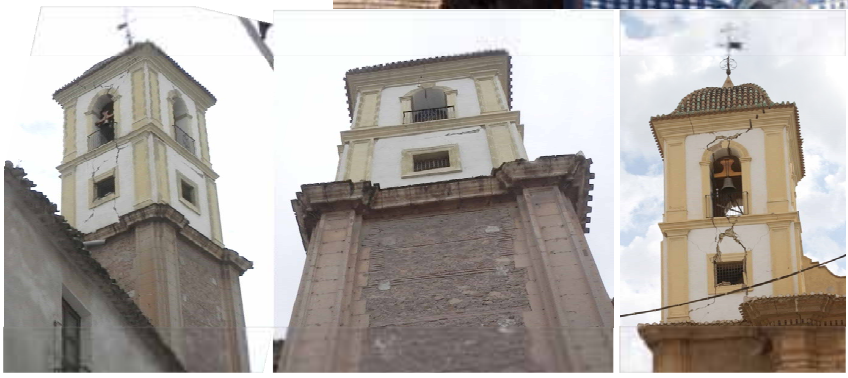
Reproducimos en esta página dos de los esquemas realizados por el equipo de investigadores del IGME formado por Rodríguez-Pascua, M. A., Pérez-López, R., Martín-González, F., Giner-Robles, J. L. y Silva, P. G.[16], donde se indican las líneas principales (trayectorias de deformación), en las que se detectaron EAEs durante el segundo evento sísmico del 11 de Mayo de 2.011, en donde también se corrobora la acusada direccionalidad de los esfuerzos generados por el terremoto. En la siguiente, algunos ejemplos de edificios.

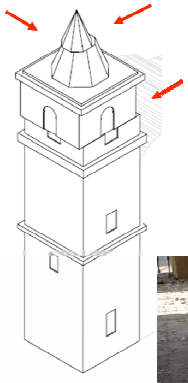


[16] Publicado en 2012 en el *Boletín Geológico y Minero,* 123 (4): 487- 502. "Efectos arquitectónicos del terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011. Neoformación y reactivación de efectos en el Patrimonio Cultural".

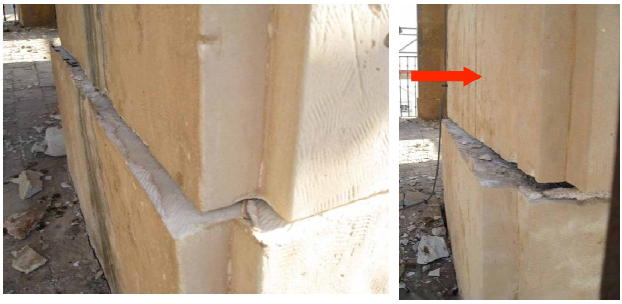








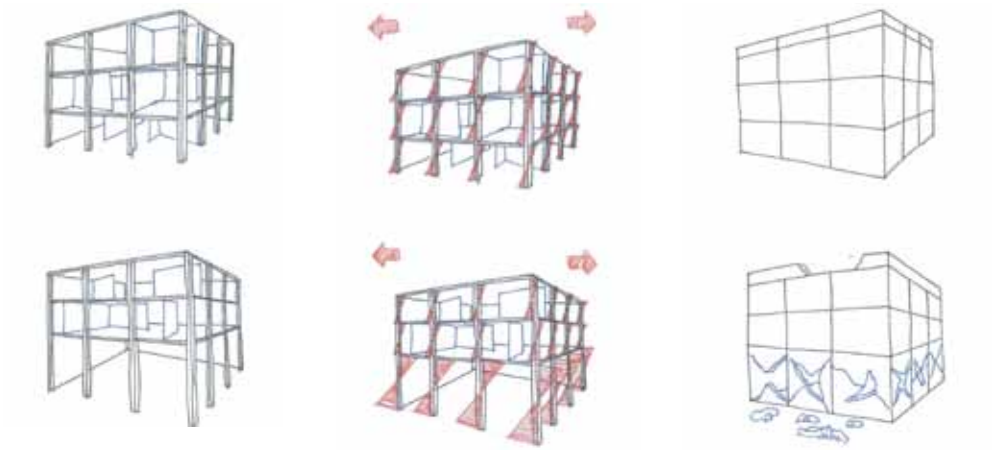




La segunda es el conocimiento de los principales "síndromes"[17] que se asocian a los terremotos, establecidos en la bibliografía como Síndrome de planta baja débil (*soft Storey)*, Síndrome de golpeo de edificios bajos, Síndrome de pilares enanos y el que queremos añadir como Pérdida de enlace entre muros;

Analizando en primer lugar el correspondiente a la planta baja diáfana, es cierto que es el de menos aplicación en los edificios históricos, pues no tienen la posibilidad que aparezca este daño, pero sin embargo está presente en la mayor parte de los locales comerciales y plantas bajas no vivideras de los edificios residenciales. Aparece en las construcciones donde su planta en contacto con el terreno tiene una rigidez mucho menor que el resto de las que lo componen (tanto por la mayor altura de los pilares de esta planta, como por no disponer de ningún elemento murario o de tabiquería, capaz de arriostrar en varias direcciones del espacio, al tratarse de plantas construidas para locales diáfanos).

Cuando se trata de plantas iguales en altura y con parecidas resistencias en las tres direcciones (por la contribución a esta de las tabiquerías y fachadas), se comportan como un cuerpo homogéneo donde los cerramientos y los tabiques se "solidarizan" con la estructura, contribuyendo a enfrentarse al movimiento que induce el terremoto y, en consecuencia, generando esfuerzos más o menos iguales en cada planta. Sin embargo, cuando la diferencia de alturas es muy grande y, además, las plantas bajas apenas tienen compartimentación que se oponga a los movimientos y tampoco se puede contar con contribución de los cerramientos pues estos normalmente son de vidrio, la planta baja se encuentra debilitada y mucho menos rígida, sin apenas elementos capaces de contrarrestar el sismo y de absorber los esfuerzos. Esto origina los destrozos en las plantas bajas, ventanas en escaparates, accesos, etc… y sobre todo, las características grietas en forma de aspa y las caídas de los antepechos de cubiertas, que tantas veces hemos visto repetidos en Lorca.



Figuras 4.11 y 4.12: Plantas iguales y compartimentadas (arriba) y planta baja diáfana y de mayor altura (debajo). Los esfuerzos frente al sismo son similares en el primer caso, mientras que son desproporcionados en la planta baja en el segundo, dando lugar a grietas en aspa en cerramientos y caída de antepechos de terrazas (ver fotos siguiente. página).

[17] No nos detendremos en exceso en ellos, pues no afectan en exceso a las construcciones históricas y, además, han sido recogidos sobradamente en los estudios realizados por P. Murphy Corella, sobre todo a raíz del trabajo realizado en 2004 para el terremoto de Alhucemas, de quien hemos obtenido gran número de datos para este análisis.







El segundo es el golpeo de edificios, normalmente los bajos contra los más altos está mucho menos documentado y es menos habitual pero, en el caso de Lorca, hemos analizamos sus consecuencias en la Iglesia de Santiago, considerando su cúpula como el edificio más alto. Tomado así, la diferencia de construcción y, sobre todo, de peso y rigidez, entre el tambor y su cúpula, frente a las naves, hacen que se hayan comportado como elementos distintos e independientes y que, por ello la cubierta, actuando como un solo bloque monolítico durante los movimientos que provoca el sismo, ha llegado a golpear a los cuerpos más altos del tambor y cúpula, lo que dio lugar a la apertura de grietas en los arcos, la formación de mecanismos y el colapso general.



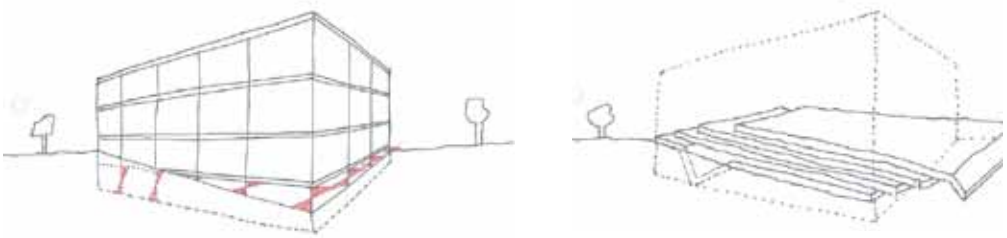
Más adelante profundizaremos en estos problemas derivados del incremento de peso y rigidez de las cubiertas que nos permiten explicar algunos de los mecanismos de colapso, pero avancemos ahora en la hipótesis de la cubierta actuando como un elemento rígido y de un peso mucho mayor que el que tenía en origen (por la nueva losa de hormigón), hace que

"embista" al tambor del crucero, (de mayor altura y diferente rigidez) y ese martilleo, junto con la aparición de rótulas en los arcos torales, hace que el tambor y la cúpula se inclinen a un lado hasta el colapso de un arco y el consecuente vuelco completo y caída al suelo, quedando las tejas debajo de los otros restos, pues la cúpula "gira" en su caída y su cubierta llega al suelo antes que el tambor.

El tercero de los síndromes es realmente peligroso durante los sismos (si bien es verdad que también afecta menos a los edificios históricos) pues se origina a partir de los denominados pilares secuestrados o *captured column*, encerrados y por tanto limitados sus grados de libertad, entre elementos no estructurales (lo que modifica su respuesta por "reducción" de su longitud), o bien los directamente conocidos como pilares cortos o *short column* (cuando aparecen pilares desde la cota del terreno a la planta baja del inmueble). Este último caso es realmente significativo al comprobar dos de los desplomes de edificios modernos acaecidos en Lorca, donde en uno de sus laterales, debido a la pendiente de la calle, aparecían pilares "enanos" desde la rasante del terreno a la cota de planta baja, mientras que en el resto del edificio, bien apoyaba sobre los muros del sótano o cimentación, o bien el pilar era de toda esa altura.



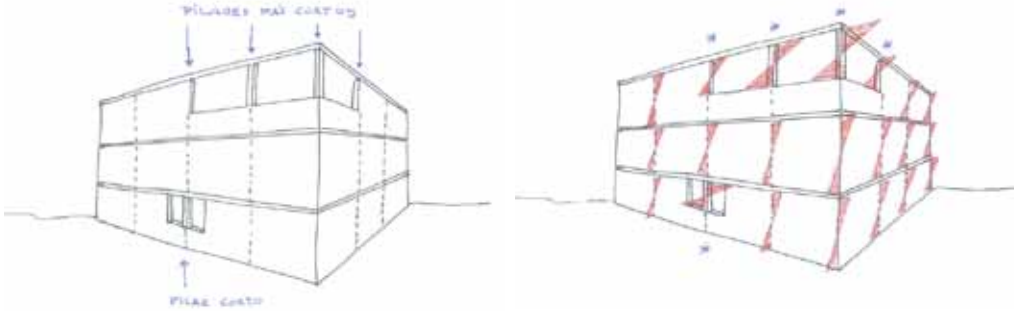
En estas tres fotografías superiores, se aprecian dichos pilares "enanos", en el estado en el que quedaron tras el terremoto, completamente plastificados en casi toda su altura. Debajo la hipótesis de colapso, a partir de una enorme concentración de tensiones en estos pilares más cortos que el resto, con el desplome del edificio en la característica caída "en lonchas".







Los pilares secuestrados se forman cuando en una misma fachada, conviven pilares cuya longitud de deformación es igual a su longitud total, con otros donde esta longitud es menor, al estar entre huecos de puertas o ventanas. En este caso, las zonas de dichas columnas rodeadas de huecos se comportan como pilares cortos, generándose elevados esfuerzos a cortante, que pueden llevar a la ruina a dicho pilar. La explicación es sencilla y, a la vez, se demuestra la coherencia en la aplicación de los esfuerzos sobre unas estructuras u otras: Las columnas que se encuentran restringidas, adquieren mucha más rigidez en comparación con las demás columnas que no están confinadas ni restringidas en ninguno de sus lados. Por lo tanto, se generan elevados esfuerzos de corte en la columna corta, que se deforma lateralmente mucho más que las otras, ocasionando consecuencias que pueden llegar a ser desastrosas.



Figuras 4.13 y 4.14: Esquemas de aplicación de los esfuerzos durante un sismo a los pilares secuestrados, multiplicando exponencialmente el cortante que deben resistir.

Podemos hacer un símil para el primero de ellos con lo ocurrido en la Iglesia del Monasterio de las RRMM Clarisas de Lorca, donde el mecanismo de respuesta ante los esfuerzos horizontales inducidos por el sismo creemos que se puede apoyar en esta hipótesis: El estado inicial de la cubierta es la de una fábrica muy rígida y pesada, debido a una losa de hormigón superpuesta a la estructura de madera y todo ello apoyado sobre unos soportes muy poco resistentes (muros de ladrillo hueco en dos hojas y sin pilastras).

Además, su grado de libertad está limitado por el claustro más alto al Sur (que lógicamente impide que el movimiento se desarrolle en esa dirección, quedando la Iglesia liberada únicamente para moverse en dirección Norte). Durante el sismo, el movimiento horizontal de la estructura de hormigón de la cubierta se desplaza fundamentalmente hacia el Norte,



perpendicular al eje mayor del Templo, no encontrando contrarresto posible a dicho movimiento, pues los contrafuertes son muy bajos y la parte del muro sobre ellos actúa en este caso, como pilares cortos, quebrando precisamente la fábrica entre la parte alta de los contrafuertes y la baja del murete, con el consiguiente colapso de la estructura de cubierta que cae hacia un lateral, quedando la cubierta en el interior del Templo y los muretes en el exterior.







Figuras 4.15, 4.16 y 4.17: Hipótesis de colapso de la estructura de cerchas de cubierta de la Iglesia del Convento de las RRMM Clarisas, partiendo el muro de apoyo de estas en el lado más débil y donde no tiene impedidos los grados de libertad de movimiento. A la derecha, fotografías de dicho colapso.

Es muy significativo observar la fachada perpendicular a la anterior que mira hacia el Oeste, en la cual, aparecen las grietas en forma de aspas típicas del movimiento en las dos direcciones.



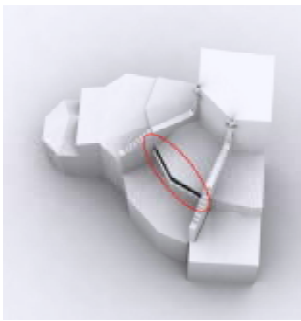


Aunque no aparece en la bibliografía más habitual, hemos querido añadir un último síndrome Pérdida de enlace entre muros ya que se produce muy frecuentemente en edificaciones históricas de piedra (mampostería sobre todo), con forjados de madera con poca rigidez. Es una tipología muy repetitiva en el casco de Lorca y en las pedanías, a base de mampostería en dos o tres alturas (a veces llegan incluso a cuatro) y cubierta a dos o más aguas. La formación de forjados de planta se realiza normalmente con viguetas de madera y revoltón, pero con una escasa traba con otros elementos constructivos. Cuando esto ocurre, se consideran edificaciones de vulnerabilidad tipo A según la escala macrosísmica EMS 98. El principal daño que presentan tras el paso del sismo, es la apertura de grandes grietas verticales, en la unión de los testeros o muros perpendiculares a fachadas, con estas.

Si a esto añadimos que, por lo general , se trata de secciones de muros de mampostería de piedra, donde los mampuestos se ordenan a las caras exteriores del muro, rellenando el interior con bolos y material más deleznable, se concluye con las grandes aperturas de grietas, ya que no hay trabas entre un muro y su transversal, además que el muro tiende a comportarse como dos hojas independientes y, finalmente, que los forjados en muchas ocasiones aportan una muy escasa rigidez al conjunto de muros de carga. El resultado suele ser el fallo en la unión de dichos muros, iniciando un movimiento de vuelco de los testeros

paralelos a la dirección de las viguetas y la separación casi completa de estos, respecto del muro de fachada al que debería estar “encadenado”.







En los grandes edificios patrimoniales, también puede llegar a producirse este fenómeno, incluso cuando se trata de paredes aparentemente muy sólidas como lo son las de sillería. En el caso de la Colegiata de San patricio, los muros son de sillería a sus dos caras, pero con un alma a base de rellenos de morteros de cal, pequeños mampuestos y cascotes, lo que ha hecho que se desprenda el más externo de ellos, cayendo a la cubierta inferior.

4.2. DAÑOS EN FÁBRICAS HISTÓRICAS TRAS UN SISMO

Las edificaciones históricas se caracterizan por una configuración para cada tipología y estilo arquitectónico y están compuestas por elementos estructurales (muros, bóvedas, arcos, cúpulas, forjados) que bajo la acción sísmica tienen un comportamiento estructural individualizado. Estas edificaciones históricas son una agregación de dichos elementos estructurales y su respuesta global frente a un movimiento sísmico depende tanto del comportamiento individualizado de cada uno de estos elementos como de la desagregación entre ellos. La tendencia al comportamiento por elementos estructurales adquiere una especial importancia en las iglesias en las que los elementos (fachadas, torres, bóvedas, cúpulas) que compositivamente son reconocibles como estructuralmente autónomos.

Las estructuras de fábrica son sólidos murarios donde dos de las dimensiones predominan sobre la tercera (grosor) y los daños tras un sismo son identificables por las grietas o líneas de fractura de localización de la deformación, representando una discontinuidad en la estructura muraría. El análisis histórico de los daños causados por un sismo en cada elemento estructural evidencia daños característicos y recurrentes, cuyo estudio permite plantear hipótesis de comportamiento futuro de dichas estructuras frente a un movimiento sísmico.

La comprensión del comportamiento estructural está vinculada a las características tipológicas y estructurales. Los aspectos de las diferentes tipologías influyen en la respuesta sísmica de las fábricas, siendo esencial el “comportamiento de caja” entendido como la capacidad de un edificio de resistir eficazmente las acciones sísmicas por la posición de muros ortogonales entre sí, eficazmente conectados y con presencia de forjados intermedios.

En relación a la geometría de masas, una planimetría regular mejora el comportamiento sísmico de un edificio de mampostería. Sin embargo, muchos edificios presentan cuerpos

anexos a la planta original casi siempre simétrica que generan martilleo que aumentan el nivel de vulnerabilidad general. La distribución de masas en altura puede generar, frente a las acciones sísmicas, la oscilación de las partes del edificio considerablemente más altas que otras, originando lesiones importantes en dichos cuerpos altos, mientras que en los cuerpos bajos contiguos se experimentan acciones de martilleo.

La composición de la estructura muraria es relevante para el comportamiento sísmico del edificio, cuya estabilidad depende de su resistencia frente a las acciones horizontales, manteniendo su cohesión frente al vuelco, aspecto que depende esencialmente del tipo de materiales y técnicas de ejecución. En las fábricas de mampostería el tamaño de los elementos de piedra es uno de los factores que más influyen puesto que el aumento de la cantidad de mortero (aglutinante) con respecto al volumen de los elementos (parte resistente) constituye un elemento de debilidad.

El material de formación de la mampostería se caracteriza por su heterogeneidad dimensional, siendo elementos de piedra con grandes diferencias que no garantizan la efectiva colaboración entre las partes. Por último, la cohesión varía en función de los morteros utilizados y su estado de conservación. En una fábrica de mampostería la resistencia se consigue mediante una disposición regular de las piedras de mayor tamaño con relleno de huecos con piedras de menor tamaño, teniendo el mortero un papel esencial en la resistencia de la estructura muraria.

La respuesta sísmica de edificios con un diseño estructural similar depende de diversos factores, entre los que se destaca la heterogeneidad de la construcción de un edificio histórico debido a las fases constructivas y transformaciones de la estructura original. Otro factor es la apertura o cierre de agujeros en la fábrica, que en caso de sismo se separa, marcando su unión la línea de formación de lesiones. En el análisis de un edificio de fábrica de mampostería tienen una importancia fundamental las conexiones estructurales entre muros que determinan el comportamiento real y la resistencia frente a las acciones sísmicas. Otro factor que afecta es la degradación de los elementos estructurales y sus condiciones de mantenimiento, al contribuir a la pérdida de la eficiencia estructural.

4.2.1. INVENTARIO DE DAÑOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El daño presenta generalmente dos tipos de manifestaciones visibles: las lesiones y la deformación (cambios en la disposición geométrica). Las lesiones se manifiestan como pérdida de la continuidad de la estructura muraria con separaciones entre zonas. También se puede observar descohesión, ondulaciones y desprendimientos del revestimiento o, en los casos de mayor gravedad, el colapso. Las lesiones se analizan por su trazado y por su amplitud y caracterización; la magnitud y la dirección de desplazamiento relativo de las dos zonas en diferentes partes de la lesión son esenciales para la comprensión de la inestabilidad.

Se distinguen dos formas fundamentales del colapso de un muro sometido a la acción sísmica. La primera forma consiste en el vuelco del muro y se debe a la componente ortogonal a dicho muro. El colapso no depende de la resistencia del muro, sino sólo del equilibrio condicionado por el arriostramiento y por la presencia de elementos de empuje como son las bóvedas y la cubierta. A falta de unión efectiva el muro opone una escasa resistencia al vuelco.

La segunda forma consiste en la fractura del muro en su plano debido a las acciones paralelas al mismo. Este modo depende directamente de la fuerza mecánica de la pared, y en pocas ocasiones es responsable del colapso completo del edificio. La "ductilidad" del muro

permite a las zonas de muro dañadas en cizalla transmitir la carga incluso con importantes lesiones.

Por tanto, el tipo de daño que puede llegar a producir el colapso de un edificio se debe al vuelco de los muros en ausencia de uniones que contrarresten las acciones horizontales generadas por el sismo. Este tipo de colapso está acompañado por la pérdida de apoyo de los elementos estructurales horizontales o de cubierta.

El estudio de daños en edificaciones históricas mediante técnicas de análisis estructural geológico y su aplicación a la arqueosismología ha sido utilizado en diferentes sismos previos al del 11 de mayo de 2011 de Lorca por los investigadores titulares del Instituto Geológico y Minero de España (IGME), de la Universidad Autónoma de Madrid (UAM) y la URJC.

El análisis de los daños en elementos estructurales en edificios históricos surgió como un método de estudio para reconocer y cuantificar daños de terremotos históricos en enclaves arqueológicos. La Arqueosismología estudia los efectos de los terremotos en yacimientos arqueológicos aportando el conocimiento de grandes eventos sísmicos no registrados históricamente. Enlaza con la sismicidad histórica pudiendo llegar a solaparse. Esta disciplina aporta datos esenciales para los cálculos de la Peligrosidad y Riesgo sísmicos al completan el catálogo sísmico con grandes terremotos no registrados con anterioridad.

Durante las primeras horas de inspección sobre el terreno tras un sismo es posible reconocer y clasificar los efectos sobre estructuras históricas. Estos efectos corresponden a estructuras de deformación descritas en el trabajos de Giner-Robles et al., 2009 y 2011, y Rodríguez-Pascua et al., 2011, que son definidos como Earthquake Archaeological Effects, (EAE). Según estos trabajos, los EAEs se clasifican en función de la deformación permanente del suelo o de la deformación transitoria por el paso del rayo sísmico.

La sistemática de estudio consiste en acceder a todos los edificios dañados para reconocer, clasificar y orientar los daños producidos dentro de una sistemática EAE con utilización de claves usadas en la cartografía para la localización de dichas deformaciones. Este estudio arqueosísmico aplicado a un terremoto instrumental permite correlacionar el daño con parámetros propios del sismo como son la intensidad sísmica, magnitud, profundidad y geometría de la falla[18].

En la clasificación de los efectos arquitectónicos de terremotos (*Earthquake Architectural Effects*, EAEs) en Lorca, realizada por los investigadores del IGME)[19] se encuentran los generados en muros de mampostería, sillería, ladrillo, bóvedas, arcos, forjados y cubiertas de madera sometidos a los esfuerzos sísmicos. El inventario de daños utilizado para el análisis estructural en las edificaciones históricas ha sido: fracturas conjugadas, esquinas fracturadas, arcos desplazados, bloques desplazados, giros en bloques de sillería y columnas, muros colapsados, bóvedas colapsadas, columnas caídas y orientadas, fracturas penetrativas en bloques de sillería y marcas de impacto.

En Italia, para la descripción del proceso de daños tras un sismo, se introdujo el concepto de mecanismo basado en la experiencia de los daños sufridos y la observación de los efectos prolongados de sismos en el pasado en los edificios históricos. Con el término

[18] RODRÍGUEZ-PASCUA, M.A.,PÉREZ-LÓPEZ, R., MARTÍN GONZÁLEZ F., GINER-ROBLES, J.L., SILVA, P.G, 2011, Informe geológico preliminar del terremoto de Lorca del 11 de mayo del año 2011, 5,1 Mw.

[19] RODRÍGUEZ-PASCUA, M.A.,PÉREZ-LÓPEZ, R., MARTÍN GONZÁLEZ F., GINER-ROBLES, J.L., SILVA, P.G, 2012. "Efectos arquitectónicos del terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011. Neoformación y reactivación de efectos en el Patrimonio Cultural". *Revista IGME. El terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011,* 4, 487-502.

mecanismo se entiende el modelo de representación mediante el que se interpreta y se describe el comportamiento de una parte estructural unitaria. El mecanismo es la interpretación del daño ocurrido y la estimación de los daños futuros, puesto que el comportamiento futuro puede ser estimado como la progresión del mecanismo ya activo asociado a los daños esperados.

La caracterización de los mecanismos de colapso consiste en identificar tanto los mecanismos ya existentes como las fracturas que pueden llegar a producirse en el muro y, por tanto, cuales son los mecanismos de colapso que pueden producirse en el caso de eventos sísmicos futuros. De esta forma la intervención de consolidación del elemento estructural resultará eficaz.

Igualmente, se introdujo el concepto de macroelemento[20] entendido como una parte constructiva unitaria del edificio y en algunos casos volumétricamente definido, que puede coincidir o no con una parte arquitectónica identificable (fachada, ábside, capillas), no independiente del conjunto de la construcción, dentro de la cual es observable un comportamiento unitario y reconocible en los que se define como una unidad basada en el comportamiento observado, y que permite la descripción de los fenómenos de daño con el menor grado de complejidad, mantenimiento la lectura unitaria del fenómeno que se produce.

La superación de la resistencia a tracción de las fábricas debido a las acciones sísmicas origina la formación de grietas, que junto con la falta de traba por diferentes fases constructivas, transformaciones y problemas estructurales, subdividen la estructura muraria en partes. En una estructura continua esta subdivisión en partes es convencional y está dirigida a la descripción y localización de los daños y a la observación e interpretación de los mecanismos de inestabilidad, particularmente reconocible a través de los desplazamientos relativos con respecto al macroelemento contiguo o en movimiento entre las partes del mismo macroelemento.

Del estudio los efectos reales de los sismos en Italia (Friuli 1976 y Irpinia 1980; Emilia 1987, 1996, 2000; Lunigiana 1995; Tiber Valley 1997, 2001 Umbria-Marche 1997, Eslovenia 1998; Pollino 1998 Molise 2002), se han elaborado por diferentes autores *Códigos de Prácticas* donde se muestran los mecanismos de colapso en los macroelementos más frecuentes, como metodología para la predicción el comportamiento sísmico futuro de un elemento por analogía con el comportamiento real encontrado en casos similares, y como un paso indispensable para la redacción de proyectos que cumplan los objetivos de la seguridad sísmica.

En las *Instrucciones Técnicas para la interpretación y planimetría de macroelementos del daño y vulnerabilidad sísmica de las iglesias*[21] se muestra un ábaco general de los daños en las iglesias agrupados por macroelementos[22]. Se han tenido en cuenta en el estudio un total de once entre los que se encuentran los macroelementos más frecuentes y para los que hay estudios de casos disponibles: fachada, muros de la nave, muro de cabecera, arcos, ábside, bóvedas, cúpula y tambor, torre, cuerpo de campanas, espadañas y linternas.

---

[20] DE COLLE, A , DOGLIONI F. , MAZZORANA, L. *La definición y el uso del concepto de macro elementos* en *: Las iglesias y el terremoto* , DOGLIONI F., A. MORETTI , V. PETRINI, V, a cura di , Trieste, 1994 , pp.71 -73

[21] MORETTI, A., MARINO, F., CANOFENI, G.,CARLIG, G.LANICH. M., 2013, *Instrucciones Técnicas para la interpretación y planimetría de macroelementos del daño y vulnerabilidad sísmica de las iglesias,* REGIÓN DE TOSCANA, Departamento de Política Territorial y Medio Ambiente, Área Regional Servicio Sísmico.

[22] Se han utilizaron partes redactadas por los mismos autores que figuran en: MARINO, F., *Formas de vulnerabilidad especifica*, en:. DOGLIONI, F., Código de Prácticas, 2000, pp. 97-119.

Los términos empleados para describir las lesiones que presenta un edificio o parte del mismo, se deben homogeneizar para que todos los técnicos intervinientes en el proceso de toma de datos y/o interpretación de los mismos tengan la certeza del tipo de problema que se está tratando. Este lenguaje común toma una mayor relevancia en el caso de los daños tras un sismo, puesto que La información la toman in situ numerosos técnicos, que después deben hacer una puesta en común además de complementar informes, que otros técnicos deben recopilar y trabajar. Teniendo presente que en pocas horas además de valorar las lesiones, hay que decidir sobre la urgencia de intervenir y/o apuntalar. Por ello se plantea un glosario/inventario de términos relativos a daños tras un sismo, donde se definen acompañándose de figuras ilustrativas.

Por otro lado hay que incidir en la importancia de la representación de las lesiones en los informes o estudios-diagnóstico, y que debería ser a su vez homogénea y con signos identificativos para cada tipo de daño, de tal modo que permitiera tener una visión clara del problema para otros técnicos que tengan que valorar o participar en los procesos posteriores de trabajo.

Se plantean los términos siguiendo las definiciones y explicaciones de profesionales que han intervenido en las edificaciones tras el terremoto de Lorca, así como de documentos redactados por expertos italianos[23]. El glosario sigue el esquema trazado por los otros ponentes donde se describen los daños por elementos particulares y que forman parte del macroelemento que es el edificio en su totalidad, siendo conscientes que se repiten aunque resumiendo, los conceptos ya estudiados en profundidad. No obstante en un primer apartado se definen lesiones generales y sencillas que puedan estar presentes en muchas partes de los edificios, de cara a los informes posteriores y más sosegados, para pasar en los otros apartados al estudio pormenorizado de cada problema en particular.

En los edificios que han sufrido un sismo conviven problemas derivados de este movimiento más los que ya arrastraba el edificio previamente, que en ocasiones estaban ocultos, caso de pudriciones de cabezas de vigas de madera. Por lo tanto los daños típicos de sismo se maclarán con los propios de cada edificio. En las primeras 48 horas lo importante es diagnosticar correctamente daños estructurales, centrándose en posibles colapsos y daños colaterales al patrimonio, evitando el peligro para las personas y el propio edificio.

4.2.1.1. Daños comunes presentes en elementos de fábrica

Las fábricas de elementos pétreos naturales o artificiales manifiestan sus daños a través de síntomas que tenemos que aprender a leer. Incluso en edificios modernos los tabiques y cerramientos hacen de “chivatos” y nos ayudan a la comprensión de los movimientos. Estos síntomas suelen ser grietas, desplomes, giros y deformaciones debidas a impactos, además de posibles derrumbes parciales, como explican otros profesores del curso. Por otro lado, no hay que perder de vista que estas deformaciones inducen otros problemas, en ocasiones básicos como filtraciones de agua, que aún no siendo problemático desde un punto de vista de estabilidad, puede generar grandes daños en el patrimonio mueble que albergue. Se comienza por lo tanto con las definiciones y representaciones de síntomas simples y generales, se acompañan con siglas identificativas.

23 FERRINI, M. ET AL. *Istruzioni tecniche per l’interpretazione ed il rilievo per macroelementi del danno e della vulnerabilità sismica delle chiese*. Servizio Sismico Regionale Toscana. 2003

Grieta G

Según la RAE[24] se define como "Hendidura alargada que se hace en cualquier cuerpo sólido". Según Vera Botí, 2003[25] *"la grieta es un instrumento mecánico que transforma la energía de deformación del cuerpo traccionado en energía de fractura"*. En el caso de fábricas de comportamiento pétreo se puede definir como *"una abertura o hendidura que corta o fractura una fábrica o parte de la misma".*

Cuando se analiza el concepto de grieta hay que hacer referencia al término fisura, que según la RAE se define como "grieta". En el caso que nos ocupa, en fábricas pétreas que trabajan a compresión, podemos entender como fisura a una grieta de menor importancia, y para poder cuantificarla y diferenciarla se podría establecer su abertura máxima en un milímetro.

Para complementar y definir perfectamente cada grieta es necesario añadirle adjetivos, que ayudarán además de a valorarla a entender por qué y cómo se ha producido, así tendremos:

***Abertura de grieta*:** Es la dimensión de la separación entre las partes de la fábrica, medida perpendicularmente. También puede aparecer aplastamiento tras la fractura de la fábrica, denominándose entonces grieta por aplastamiento (G-APLA).

Espesor de la grieta: Es la profundidad de alcance de la grieta, se denomina grieta pasante G-P o cortante si atraviesa todo el muro, pero en ocasiones afecta a una hoja de la fábrica o a parte de la misma, debiéndose definir las capas que corta.

Inclinación de la grieta: Describe la dirección del recorrido de la grieta, se suele hablar de grietas verticales, horizontales o inclinadas a 45º.

Desarrollo de la grieta: Describe la evolución del recorrido de la grieta, se suele hablar de grietas homogéneas, grietas que se abren conforme ascienden, o descienden, o se acercan a un determinado elemento.

Coplanariedad de la grieta: Tras fracturarse la fábrica y separarse, ambos lados pueden quedar dentro del mismo plano o no. Por ello se distinguen grietas coplanares G-PC y no coplanares G-PNC, hay que indicar la zona y el sentido del desplazamiento.

***Grietas en forma de aspas*:** Grietas en forma de X características de los movimientos sísmicos de "ida y vuelta", si hay huecos suelen ir de esquina a esquina (confirmando una de las primeras premisas en los daños por movimiento como es que "la grieta siempre busca el lugar más débil y más fácil de romper"), y si el paramento es macizo, también se marca normalmente en zonas medias, donde la acumulación de energía suele ser mayor.

[24] Real Academia Española de la Lengua
[25] VERA BOTI, A.2003, *La conservación del patrimonio arquitectónico*, Murcia.

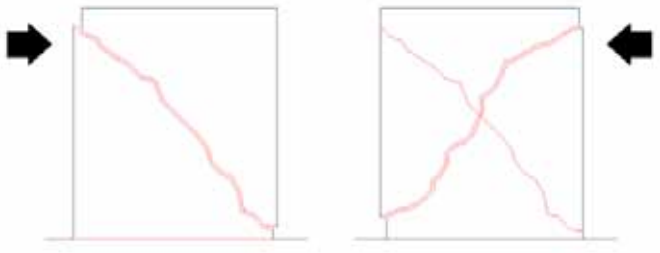


Figura 4.18: Formación de grietas cruzadas por efecto de oscilaciones sísmicas.

***Actividad de la grieta**:* Si el movimiento que ha generado la grieta está paralizado, estabilizado, la grieta se denomina grieta muerta GM, si por el contrario sigue activo se denomina grieta viva GV.

Las grietas suelen ser alarmantes puesto que denotan una rotura del muro o elemento pétreo, generadas por unos movimientos que pueden no haber cesado, y por lo tanto seguir estando activos, pasando a ser grietas vivas y a priori siempre peligrosas. Para poder valorar su actividad es necesario hacer un seguimiento en el tiempo, que en el caso que nos ocupa, en las primeras 48 horas, es muy difícil de evaluar. Pero si nos sirve para su estudio posterior y dilatado en el tiempo. Se deben colocar testigos, que pueden ser simples fisurómetros como los que se ilustran las figuras siguientes.





Figuras 4.19 y 4.20: Testigo de yeso y fisurómetro de metacrilato.

Giro GI

Según la RAE se define como girar *"Mover una figura o un objeto alrededor de un punto o de un eje".* Esta descripción nos sirve perfectamente para el caso de elementos constructivos o macroelementos presentes en nuestro Patrimonio Edificado, caso típico de torres, aunque dicha definición hay que dotarla de más adjetivos que complementen la comprensión del movimiento.

Sentido del giro: Indica la zona hacia donde se ha producido el desplazamiento. Se distinguen dos básicos como giro hacia el exterior del macroelemento o giro hacia el interior del mismo. Complementándolo con la orientación hacia la que se ha inclinado el eje o charnela del movimiento.

Actividad del giro: Si el movimiento que ha generado el giro está paralizado, estabilizado, se puede denominar giro estable GI-E, si por el contrario sigue activo se denomina giro vivo GIV. Para poder cuantificar la evolución de este tipo de movimiento es necesario contar con aparatos topográficos y/o escáneres láser 3D.

Vuelco V

Analizando lo que en este caso aparece definido en la RAE como vuelco *"Acción y efecto de volcar o volcarse",* definiéndose parcialmente a su vez volcar como: *"Torcer o trastornar algo hacia un lado o totalmente".* Desplome se define como *"Hacer que una pared, un edificio u otra cosa pierda la posición vertical".* Esta segunda definición se aproxima más a nuestros casos en estudio, aunque se puede matizarlo y complementarlo pudiendo quedar como *"Pérdida de la posición vertical de un elemento o parte del mismo, dentro de un conjunto constructivo, con separación del mismo".*

La gran diferencia con el giro definido en el punto anterior radica en la naturaleza del elemento que se desplaza, en los giros todo un mismo elemento se desplaza mientras que en el vuelco es una parte de un elemento la que se desplaza, caso típico de muros de carga exteriores o testeros. Como en los casos anteriores es necesario aplicar adjetivos que complementen su significado:

Sentido del vuelco: Indica la zona hacia donde se ha producido el desplazamiento. Se distinguen dos básicos como vuelco hacia el exterior V-E del edificio (lo más habitual) o vuelco hacia el interior V-I del mismo. Complementándolo con la orientación hacia la que se ha inclinado el eje o charnela del movimiento.

Eje de vuelco: Indica la ubicación del eje o charnela sobre la que ha producido el movimiento.

Pandeo P

Es un fenómeno asociado a las compresiones y condiciones de esbeltez de los elementos estructurales, según la RAE "*Torcerse encorvándose, especialmente en el medio".* El pandeo implica *"un abombamiento en la zona central del elemento comprimido, provocado por la flexión inducida en la pieza".* En la parte más afectada pueden aparecer grietas en las zonas traccionadas. Como en los otros casos hay que indicar el sentido del abombamiento por pandeo.

Colapso C

Según la RAE *"Destrucción, ruina de una estructura".* Desgraciadamente este término hay que tenerlo presente tras los sismos, y define perfectamente el hecho de derrumbe por movimientos con esfuerzos excesivos inducidos por las oscilaciones sísmicas.





Figuras 4.21 y 4.22[26]: Imagen de colapso de la bóveda de capilla de la iglesia Santiago y claustro de San Francisco en Lorca.

Fractura por golpeo FG

"Desprendimiento parcial de sistemas constructivos por golpeo entre elementos", como las hojas exteriores de un cerramiento y/o revestimientos de pilares o forjados en edificios modernos de estructura de hormigón, se produce por empuje de la estructura o partes con mayor acumulación de energía sobre los sistemas de revestimiento más ligeros o menos trabados, que al desplazarse diferencialmente durante el sismo acaban soltándose y cayendo.



Figura 4.23[27]. Desprendimientos por golpeo entre estructura y revestimientos tras el sismo en Lorca.

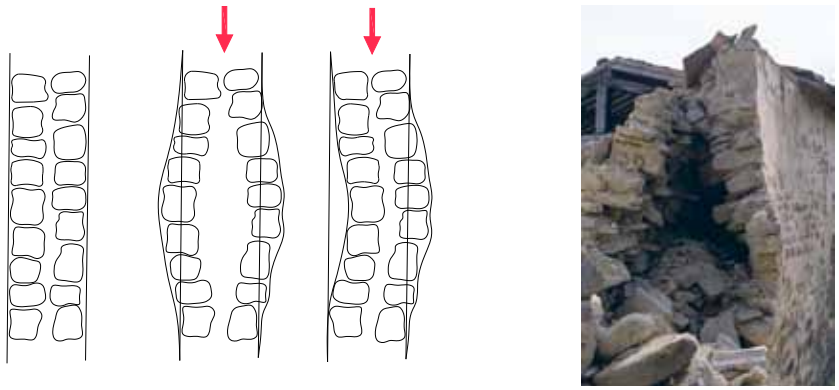
4.2.1.2. Daños en las estructuras murarias

Una vez estudiadas y comprendidas las formas de colapso de las estructuras de fábrica, donde una dimensión predomina sobre las otras dos, y puntualizando que su comportamiento frente a vulnerabilidad sísmica depende además de la calidad de su factura, de la unión entre macroelementos, es decir de la trabazón entre muros y muro, entre muro y cubierta, entre muro y arcadas, muro y bóveda, muro y cúpula, y la existencia o no de contrafuertes, se propone el siguiente glosario/inventario común, por orden alfabético:

[26] Fotos Carmen Martínez Rios (CMR)
[27] Foto Juan de Dios de la Hoz.

Abombamientos A

Deformaciones de la directriz vertical del muro con desagregación interna. Suele producirse por efecto del pandeo o separación de hojas de una fábrica.



Figuras 4.24 y 4.25[28]: Esquema de abombamientos en fábricas de varias hojas, y ejemplo de un abombamiento con colapso por sismo en Italia.

Derrumbe total o parcial D

Según la RAE *"Arruinar, demoler, echar a tierra muros o edificios"*, en el caso de sismo por efecto de los esfuerzos inducidos durante los movimientos sísmicos. Se pueden equiparar al colapso.

Deslizamientos DES

Desplazamiento parcial o total de un muro, sin perder verticalidad. Se puede producir por deslizamiento del cimiento con arrastre del muro.

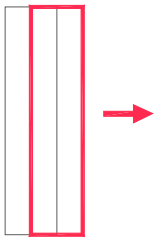
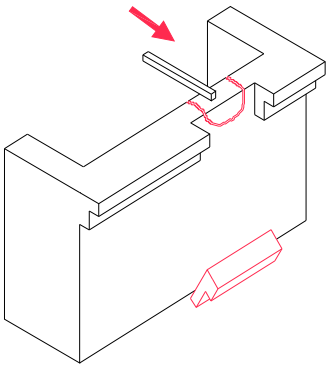


Figura 26: Esquema deslizamiento de muro.

Deslizamiento de muro en encuentro con cubierta DESC

Desplazamiento parcial de remate de muro en su encuentro con la cubierta. Se suele producir agrietamiento no coplanar paralelo a la línea de coronación, separándose ésta de los muros sin llegar a volcarlos. En ocasiones si la estructura de cubierta está formada por cerchas en vez de pares, se puede producir un punzonamiento parcial.

[28] FERRINI, M. ET AL. *Istruzioni tecniche per l'interpretazione ed il rilievo per macroelementi del danno e della vulnerabilità sismica delle chiese.* Servizio Sismico Regionale Toscana. 2003





Figuras 4.27 y 4.28: Esquema de empujes e imagen de desprendimiento de alero tras el sismo en Lorca.

Dislocación DIS

Desplazamiento parcial o total de un muro, sin perder verticalidad. Se puede producir por empuje horizontal con rotura a cortante en el muro. Se desplaza la parte superior.

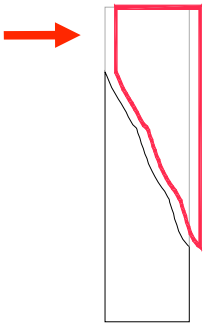
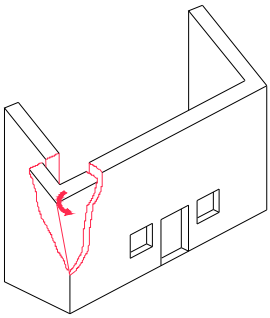


Figura 4.29: Esquema dislocación de muro.

Esquina Fracturada EF

Fractura de esquina con agrietamiento y expulsión hacia el exterior de los paramentos. Se puede generar al encontrarse las oscilaciones sísmicas en dos direcciones ortogonales simultáneamente.

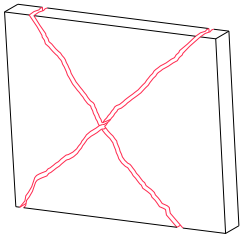




Figuras 4.30 y 4.31[29]: Esquema e imagen de expulsión de esquina con arrastre de bóveda. Torre del Espolón. Lorca.

Fracturas cruzadas FC

Grietas pasantes en forma de aspa generadas por la tensión alternativa provocadas durante las oscilaciones del terreno durante un movimiento sísmico[30].





Figuras 4.32 y 4.33: Esquema y fractura cruzada en tabiques tras el sismo en Lorca.

Fracturas por golpeo FG

Grietas dentro de los paramentos por choque entre elementos constructivos diferentes o macroelementos.

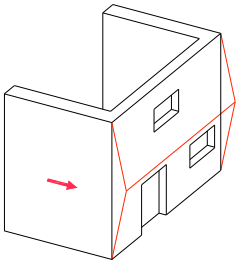
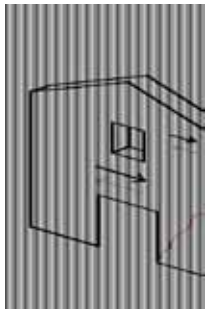


Figura 4.34. Esquema de daño de fractura por golpeo.





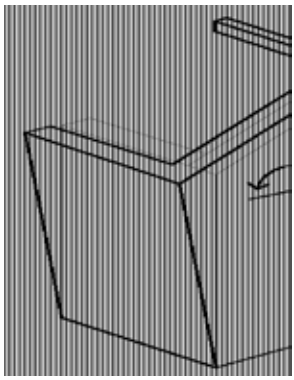
Figuras 4.35 y 4.36[31]: Esquema de daño de fractura por golpeo, e imagen de daños por golpeo y desprendimientos en la Torre San Mateo en Lorca.

[29] Foto CMR.

[30] GARCÍA DE MIGUEL, J.M., 2009, *Tratamiento y conservación de la piedra, el ladrillo y los morteros en monumentos y construcciones. Consejo General de la Arquitectura Técnica en España.*

Separación por el eje central de la fachada SEC

Grieta con desarrollo de apertura superior que corta la fachada por su eje central de simetría. Suele ser generalmente coplanar. Se produce por el vuelco de los muros laterales de apoyo de cubierta o bóvedas, y la rotura se puede facilitar por los aligeramientos habituales en forma de huecos o nichos de portadas que se ubican en el eje de fachada.

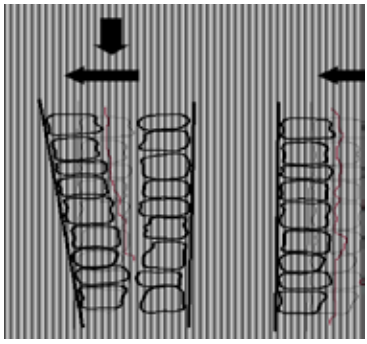




Figuras 4.37 y 4.38: Esquema de daño de separación por eje central, e imagen de daños en la Iglesia del colegio Santo Domingo en Orihuela, hipotéticamente debidas a terremotos[32] .

Separación de sus hojas SH

Desagregación interna de una fábrica con separación entre hojas por diferente comportamiento mecánico entre las mismas. En caso de empujes con componente horizontal, se pueden producir desprendimientos.





Figuras 4.39 y 4.40[33]: Esquema de posibles daños por separación entre hojas, e imagen de daños, Lorca.

[31] Foto CMR.

32 En la documentación histórica se nombra un terremoto en 1636 que afectó al colegio además del acaecido el 21 de marzo de 1829 que afectó a numerosas poblaciones de la vega baja alicantina.

[33] Foto Juan de Dios de La Hoz.

Vuelco de muro de fachada MV

Pérdida de la posición vertical del muro o parte del mismo, dentro de un conjunto constructivo, con separación del mismo. Los daños pueden manifestarse de varias formas en función de la traba del muro con el resto de la estructura, de lo aligerada o maciza que estén las fábricas, y de la existencia de diferentes sistemas constructivos. Por ejemplo como en el esquema D el frontis esté realizado a posteriori y/o con otro tipo de construcción. Cuando la traba entre muros es mala se pueden generan en los paramentos perpendiculares grietas verticales (esquemas A, B y F). El desplome por empuje de estructura se produce hacia el exterior.

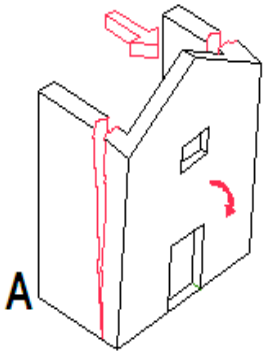


Figura 4.41: Vuelco de fachada con charnela horizontal. Caso **A**: Charnela de vuelco a ras de suelo.



Figura 4.42: Imagen de fachada Colegiata en Lorca.

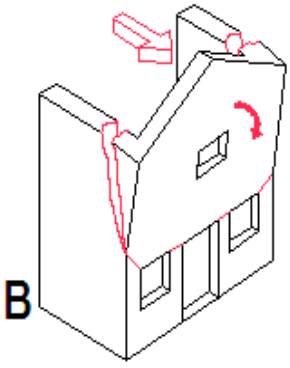


Figura 4.43: Caso **B**: Vuelco parcial de fachada con charnela horizontal en línea débil.



Figura 4.44: Empuje de estructura de cubierta, creando vuelco y grieta lateral más abierta en la zona superior.

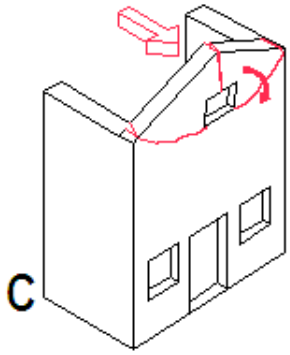


Figura 4.45: Caso **C**: Vuelco parcial de fachada con charnela oblicua en línea debil.

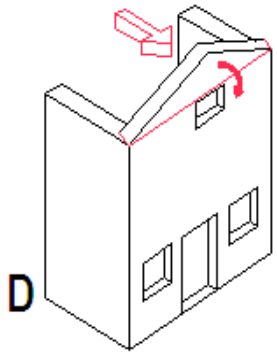


Figura 4.46: Caso **D**: Vuelco parcial de fachada con charnela horizontal en zona de encuentro entre diferentes sistemas constructivos.

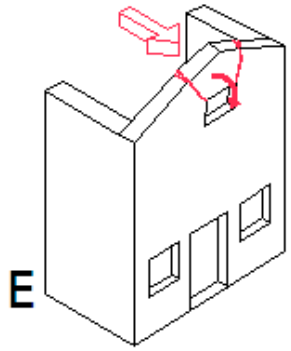
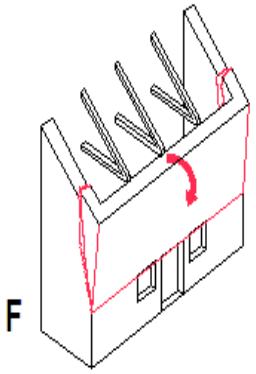


Figura 4.47: Caso **E**: Vuelco parcial de fachada por zona débil superior.

Figura 4.48: Esquema de daños en PARAMENTOS LATERALES por empuje de los pares de cubierta o bóvedas. Caso **F**: Charnela de vuelco a ras de suelo o sobre línea débil aligerada, con agrietamiento coplanar en muros perpendiculares si la traba es mala, y si el empuje es perpendicular al muro.



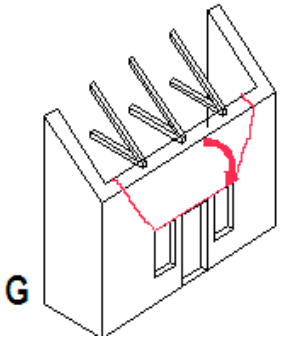


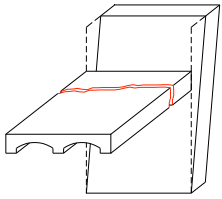
Figura 4.49: Esquema de daños en PARAMENTOS LATERALES por empuje de los pares de cubierta o bóvedas. Caso **G**: Charnela de vuelco en línea débil en muros con buena traba.



Figura 4.50[34]: Esquema de daños en PARAMENTOS LATERALES por empuje de los pares de cubierta o bóvedas. Caso **G**: Charnela de vuelco en línea débil en muros con buena traba. Imagen de daño en el Convento de Clarisas en Lorca.

[34] Foto Juan de Dios de La Hoz

Vuelco de fachada con arrastre parcial interior: Pérdida de la posición vertical del muro con arrastre parcial de la estructura interior. Se suele producir cuando hay elementos que arriostran poco la fachada y/o presentan puntos débiles. En la figura 37 se aprecia una rotura por los arcos entre naves.



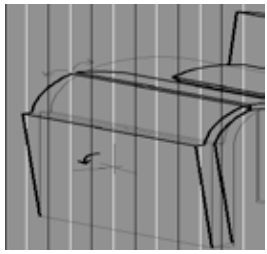


Figura 4.51: Esquema de desplome de fachada con arrastre interior de estructura y bóvedas.



Figura 4.52: Imagen bóvedas de San Francisco en Lorca.

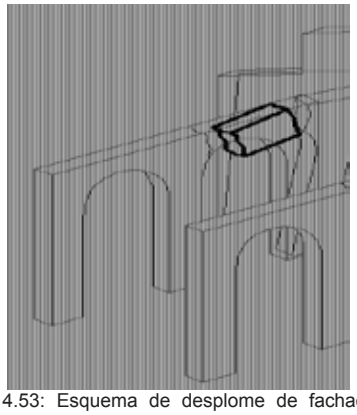


Figura 4.53: Esquema de desplome de fachada con arrastre interior de arcos.



Figura 4.54: Imagen arcos con grietas inclinadas en La Colegiata, Lorca.

4.2.1.3. Daños en arcos

Una vez estudiados y analizados los diferentes tipos de arcos, y su comportamiento, se definen unas lesiones “tipificadas” tras estudiar los daños en arcos por sismo acaecidos

principalmente en el sur de Italia[35] y en Lorca. Teniendo en cuenta que siempre se debe hacer un estudio particular donde se consideren los aspectos formales, constructivos, cargas y deformaciones que presente cada arco. Los arcos formeros y torales en el caso de iglesias con nave central y naves laterales, transmiten los empujes a los muros entre capillas, muros de cerramiento del crucero y/o a contrafuertes, por ello se estudia este caso a modo de arco con estribos complejos.

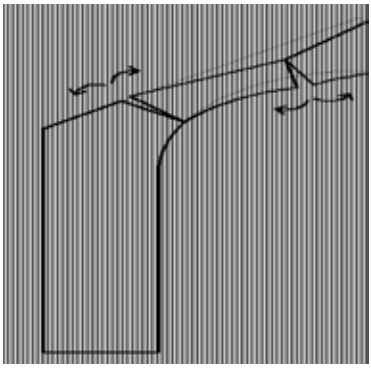
Colapso por desplome de estribo C

Ruina de un arco por perdida de uno de los apoyos al desplazarse por efecto del sismo, o por excesiva abertura de luz.

Deformación por desplazamiento de Estribo DDE

- **Deformación asimétrica de arco DAA:**

  Variación asimétrica de la geometría del arco con creación de rótulas y desplazamiento de uno de los estribos. Aparecen grietas y posibles desprendimientos.



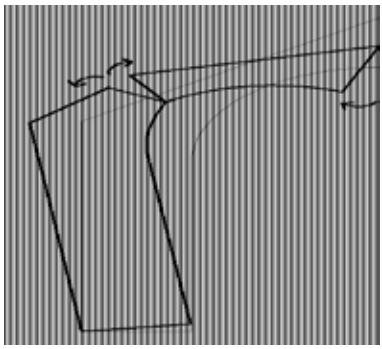


Figuras 4.55 y 4.56: Esquema de mecanismo de daño por deformación asimétrica. Imagen de la Ermita de San Roque. Lorca.

- **Deformación simétrica de arco con descenso de clave DSA:**

  Variación de la geometría del arco con creación de rótulas de forma simétrica con descenso de clave por elongación de la luz, aparición de grietas y posibles desprendimientos. En la clave del arco se puede producir una única grieta o dos cercanas con arco de descarga superior y separación y descenso de flecha. En el trasdós se forman grietas "ocultas" que se marcan en el intradós como posibles grietas por aplastamiento.

[35] FERRINI, M. ET AL. 2003, *Istruzioni tecniche per l'interpretazione ed il rilievo per macroelementi del danno e della vulnerabilità sismica delle chiese*. Servizio Sismico Regionale Toscana.





Figuras 4.57 y 4.58: Esquema de mecanismo de daño por deformación simétrica. Deformación con descenso de flecha, grieta en la clave, o cercana a ella. También se observan grietas de separación con la bóveda, Iglesia de San Mateo. Lorca.

- **Deslizamiento de arco DESA:**

Variación de la geometría del arco con separación y creación de fracturas en la base de los estribos, por esfuerzos inducidos por oscilaciones sísmicas y separación. Se generan grietas en arcos, grietas inclinadas en estribos (incluyendo en este término, los paramentos en naves laterales y contrafuertes que actúan como tales). También se generan posibles desprendimientos. En la figura se observan los mecanismos de rotura que se inducen. La clave tiende a descender, formando una única grieta, o dos lo que implica arcos de descarga sobre la clave de arcos.

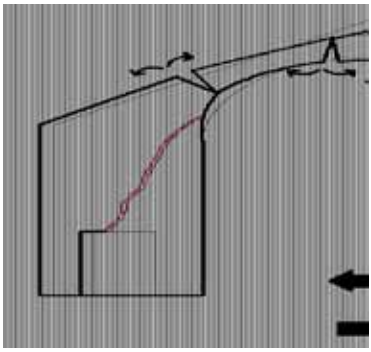


Figura 4.59: Esquema de daños por deslizamiento de arco.



Figura 4.60 Se observan las grietas inclinadas en los cerramientos del crucero. Iglesia de San francisco. Lorca.



Figura 4.61: Se observan las grietas inclinadas en los contrafuertes. Lorca.

- **Giro de arco GIA**

Deformación con variación de la geometría del arco con creación de rótulas y perdida de verticalidad en los estribos, aparición de grietas y posibles desprendimientos. En la figura se observa los mecanismos de rotura que se inducen.

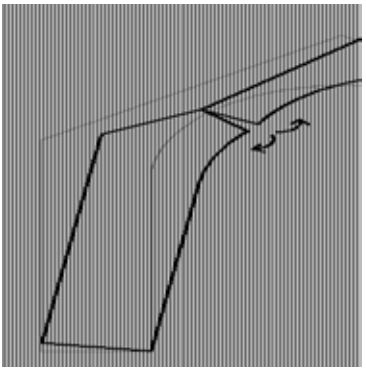


Figura 4.66: Esquema de deformación.

- **Descenso de dovelas DD**

Desplazamiento vertical de dovelas por separación entre apoyos. Se puede generar un arco de descarga en la parte superior.

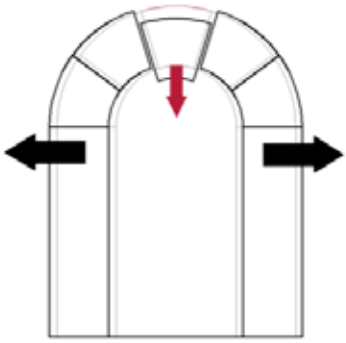


Figura 4.62: Esquema de descenso de clave.



Figura 4.63: Descenso de clave en arco en La Colegiata, Lorca.

- **Empuje vertical de clave EVC**

Desplazamiento vertical de la clave hacia el trasdós en arcos apuntados.

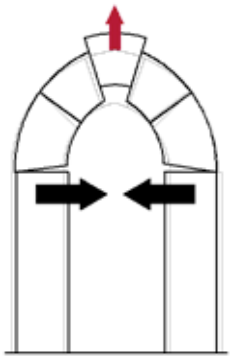


Figura 4.64: Esquema de deformación.



Figura 4.65: Imagen del arco poco cargado de la iglesia de Santa María.

4.2.1.4. Daños en bóvedas

Los mecanismos de deformación vistos en los arcos se pueden extrapolar a las bóvedas, pasando de nudos de articulación a líneas. Los daños dependerán de muchos factores debiendo estudiarse cada caso en particular, teniendo en cuenta la naturaleza y características de cada bóveda, su forma de trabajo y la dirección de las oscilaciones sísmicas sufridas. Hay que recordar que en las bóvedas y cúpulas tabicadas de poco espesor se introduce además el fenómeno asociado al pandeo[36]. Es difícil hacer una descripción de lesiones "típicas" tras sismo, aunque hay determinados movimientos que a priori no son excesivamente peligrosos, como la fragmentación en arcos paralelos. Si tras el sismo los elementos están estables es porque se ha producido un reajuste de esfuerzos, debiéndose

[36] MAS-GUINDAL LAFARGA, A., 2010, *Mecánica de las estructuras antiguas ó cuando las estructuras no se calculaban.* Munilla-Lería. Madrid.

realizar una valoración con la "nueva" forma de transmitir las compresiones. Hay que mencionar que las bóvedas podían presentar antes del sismo movimientos tales como las denominadas grietas de Saoburet u otras lesiones, que con el sismo se ven acrecentadas.

Colapso Parcial CP

Colapsos parciales con desprendimientos provocado por impactos o esfuerzos puntuales sobre la plementería. Las bóvedas tabicadas de poco espesor lo sufren más severamente.

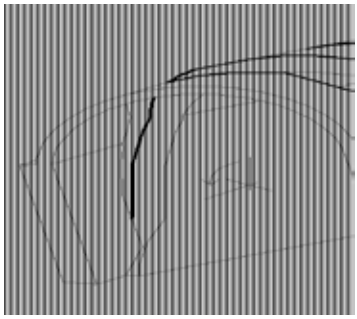
Descenso de Nervios DN

Deformación diferencial entre los nervios y la plementería.

Agrietamiento Transversal AT

Agrietamiento en forma de arcos paralelos. Se puede producir por vuelco del muro testero con arrastre parcial de la bóveda, como en el esquema.

En el caso de presentar arcos fajones se pueden generar fracturas de la bóveda en el encuentro con dichos arcos, aunque el proceso de formación difiere del anterior al tener en este segundo caso inercias diferentes los arcos formeros y la bóveda, cosa que no ocurre en la bóveda corrida de cañón.





Figuras 4.66 y 4.67: Esquema de deformación e imagen de bóveda fracturada en encuentro con arcos fajones. Lorca.

Agrietamiento Longitudinal AL

Deformación generalizada en la bóveda por creación de líneas de articulación, por separación entre apoyos y grietas en el espinazo en bóvedas de cañón, son daños "típicos" en bóvedas de directriz de medio punto. Indican un descenso de la bóveda y/o una separación entre apoyos. También se pueden producir en bóvedas vaídas y de crucería. En el trasdós se producirán grietas simétricas en los riñones.

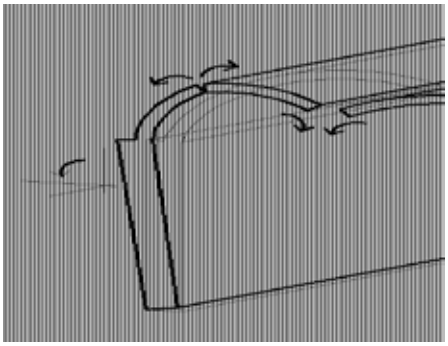


Figura 4.68: Esquema de formación de líneas de articulaciones.





Figuras 4.69 y 4.70: Línea de rotura que recorre espinazo de bóvedas y arcos en la Iglesia de Santiago y San Diego. Lorca.

4.2.1.5. Daños en escaleras

Las escaleras en los edificios históricos suelen estar resueltas mediante bóvedas tabicadas o mediante bóvedas de sillería. Tras analizar varios casos del terremoto de Lorca se muestra un modelo tipificado de comportamiento.

Arrastre parcial por muro soporte

Fractura con desplazamiento parcial de las bóvedas de escalera, se produce en los tramos de escalera cuya directriz es perpendicular al desplazamiento del sismo, el muro soporte arrastra parte de la escalera, si la traba es fuerte.

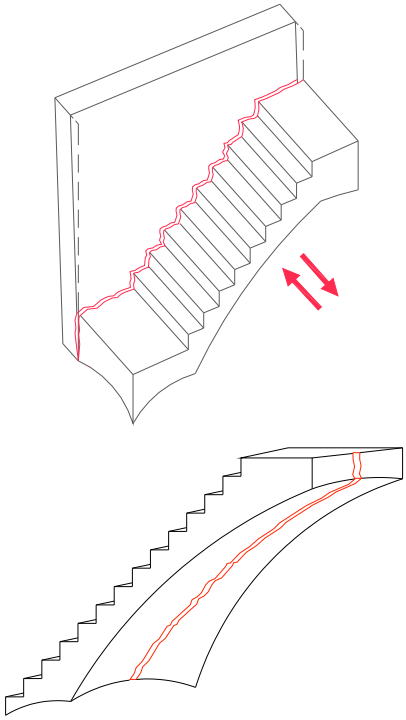


Figura 4.71: Esquema fractura en encuentro de rampa de escalera y arrastre parcial transversal al movimiento del sismo.



Figura 4.72[37]: Imagen escalera fracturada Lorca.

Unión de mesetas y zancas

Se trata de fracturas que pueden atravesar o no la bóveda a la altura del encuentro con un elemento de mayor inercia y sustentado por un paramento de diferente dirección al del tramo de escalera que lo acomete. Se puede producir en tramos de directriz paralela al desplazamiento del sismo.

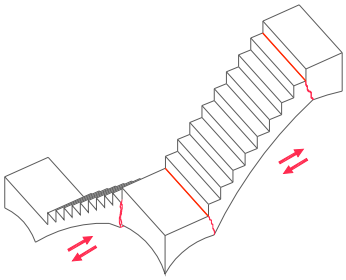


Figura 4.73[38]: Imagen Grietas escalera casa Irurita.



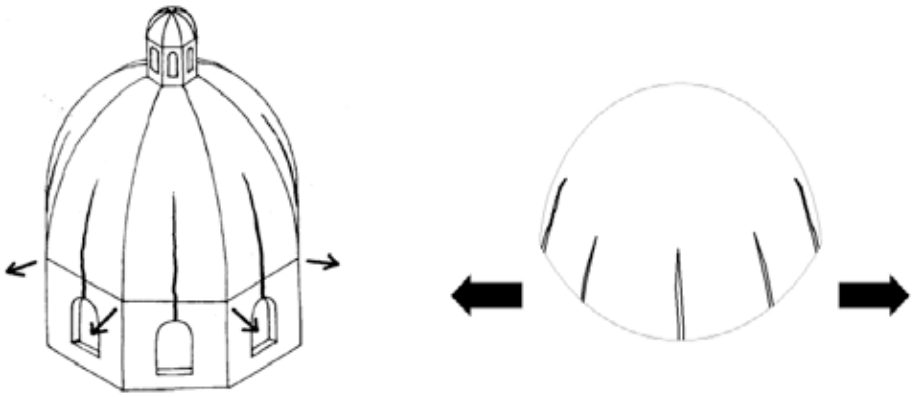
[37] Foto CMR
[38] Foto CMR

4.2.1.6. Daños en cúpulas

Las estructuras en forma de cúpula sufren daños semejantes a los arcos y bóvedas. Cabe mencionar los daños en las cúpulas semiesféricas, típicas de los cruceros, puesto que la línea de cierre es un punto débil que necesita de arco de cierre o elementos para contrarrestar sus empujes, si estos fallan, le faltará estabilidad[39].

Agrietamiento Vertical AV

Agrietamiento por los meridianos que recorren la cúpula. Se puede producir por efecto de sobrecarga en condiciones normales, pero en caso de sismo se puede generar por las oscilaciones e incrementos de la luz de la cúpula.



Figuras 4.74 y 4.75[40]: Esquemas de formación de grietas.



Figura 4.76[41]: Imagen de la iglesia de San Francisco con grietas verticales.

[39] MAS-GUINDAL LAFARGA, A., 2010, *Mecánica de las estructuras antiguas ó cuando las estructuras no se calculaban.* Munilla-Lería. Madrid.

[40] Foto CMR.

Agrietamiento Horizontal AH

Agrietamiento no coplanar en los paralelos de una cúpula, por efecto del movimiento de oscilación en sismos. Se suele producir en el tercio inferior, o en zonas débiles como la que se observa en la figuras, con desplazamiento en horizontal.

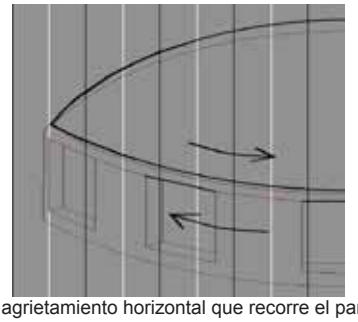


Figura 4.77: Esquema de agrietamiento horizontal que recorre el paralelo débil sobre huecos.



Figura 4.78[42]: Cúpula de la escalera del Conservatorio. Lorca.



Figura 4.79: Agrietamiento horizontal que recorre el paralelo débil sobre hueco en la cúpula de la Iglesia del Carmen. Lorca.

4.2.1.7. Daños en absides

El ábside como macroelemento tiene un comportamiento diferente en función de su envolvente, así en ábsides con girola, la absorción de empujes puede evitar daños excesivos. Sin embargo en ábsides de cabecera de iglesia exentos, se pueden presentar problemas como los representados en las figuras.

Fractura de esquina

Agrietamiento y expulsión hacia el exterior de los paramentos. Suele ocurrir en zonas debilitadas por huecos.

[41] Foto CMR.
[42] Foto CMR.

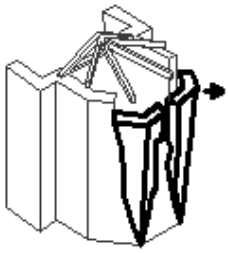


Figura 4.80: Esquema fractura de esquina.

Deslizamiento de cubierta DES

Desplazamiento en horizontal de la línea de encuentro con la cubierta, con separación del muro hacia el exterior con posible arrastre de la cubierta.

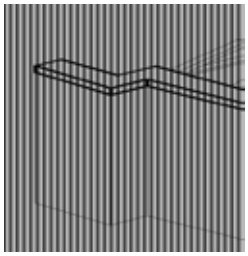
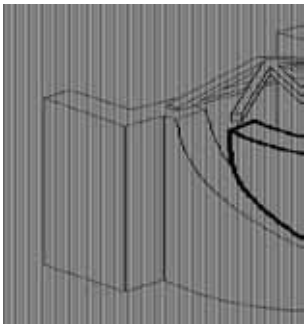
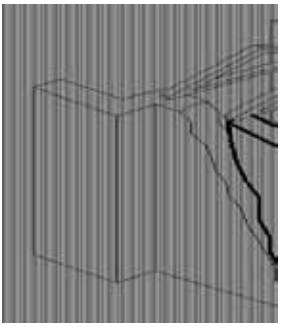


Figura 4.81: Esquema de traslación de línea de encuentro con la cubierta.

Vuelco con arrastre parcial

Pérdida de la posición vertical con separación del edificio con desplome hacia el exterior y arrastre parcial. Se generan grietas más abiertas por la parte superior. La charnela de giro puede estar en la base, en una línea débil o formar un arco de corte y deslizamiento.





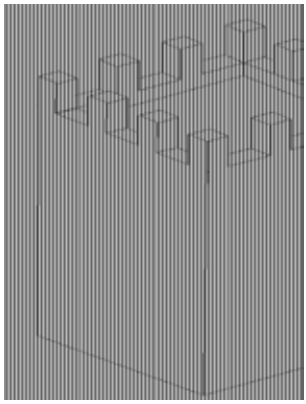
Figuras 4.82 y 4.83: Esquemas de vuelcos en ábsides.

4.2.1.8. Daños en torres

Las torres suelen presentar problemas asociados a su constricción de movimientos y a su altura. Como ya se ha estudiado la zona del campanario es un punto muy débil por la presencia de huecos.

Desprendimiento de Elementos de Remate DER

Las zonas más elevadas son las que más oscilaciones por efecto sísmico sufren, siendo a su vez partes con sujeción débil. Estos elementos desprendidos pueden caer sobre el propio edificio generando con su impacto otros daños.





Figuras 4.84 y 4.85[43]: Esquema de desprendimiento e imagen de la torre del Porche de San Antonio. Lorca.

Esquina Fracturada EF

Desprendimientos de esquinas en zonas superiores de torres por efecto de las oscilaciones y empujes en sismos.



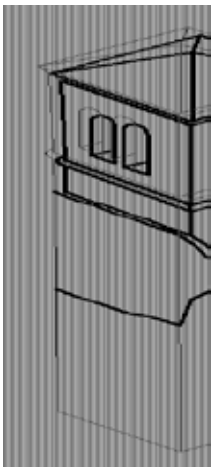


Figuras 4.86 y 4.87[44]: Esquema de expulsión de esquina e imagen de la torre del Espolón. Lorca.

[43] Foto CMR

Fractura cruzada en campanario FCC

En las fábricas más débiles se pueden producir fracturas cruzadas y desprendimientos por falta de atado.





Figuras 4.88, 4.89 y 4.90: Esquema de fractura cruzada en torre campanario, e imagen de la torre de la iglesia de Santiago. Lorca.

Fractura Vertical en Torre FVT

En las fábricas se pueden producir fracturas sensiblemente verticales, buscando zonas huecas más débiles si existen, y desprendimientos por falta de atado frente a empujes horizontales.



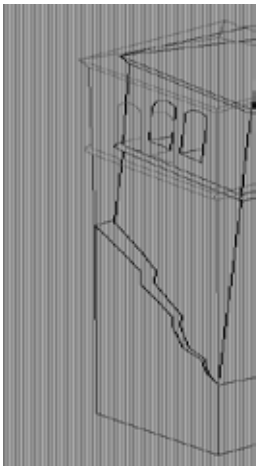


Figuras 4.91: Imagen de la torre de la iglesia de San Mateo. Lorca.

[44] Foto CMR

Giro de torre con fractura GIT

Vuelco de todo el macroelemento con aplastamiento en la zona de contacto y posible agrietamiento por efecto del impacto.

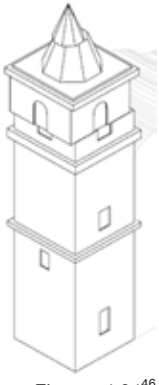




Figuras 4.92 y 4.93[45]: Esquema de giro e imagen de la torre de San Pedro. Lorca.

Deslizamiento de Campanario DC

Desplazamiento en horizontal de parte del cuerpo de la torre, con separación y/o arrastre parcial.





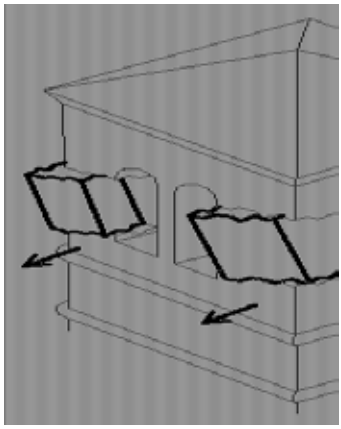
Figuras 4.94[46] y 4.95: Esquema de deslizamiento. Torre de San Mateo. Lorca.

Esquina Fracturada en campanario por rotación y deslizamiento horizontal EFC

Desplazamiento en horizontal y giro sobre eje vertical de parte del cuerpo de la torre, con separación y expulsión de partes del campanario.

45 Foto de Juan de Dios de La Hoz

46 Esquema y fotos Juan de Dios de La Hoz





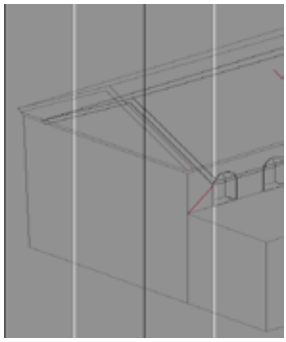
Figuras 4.96 y 4.97: Esquema e imagen de deslizamiento. Torre de la Iglesia del Convento de Clarisas. Lorca.

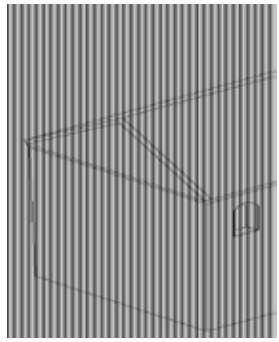
4.2.1.9. Daños en cubiertas

Las cubiertas en los edificios históricos se suelen resolver mediante cerchas y/o vigas de madera que transmiten las cargas a los muros de fachada. La transmisión de cargas se hace puntualmente en cada cabeza de viga o cercha, que en los mejores casos estará repartida sobre una viga carrera sobre el muro, pero otras veces podemos encontrar simplemente las cabezas de vigas "empotradas" en los muros, siendo la traba inexistente. Sobre la estructura se apoya el tablero y sobre este las tejas.

Deslizamiento de losas sobre tablero en cubiertas:

En ocasiones los edificios antiguos han sufrido intervenciones con el fin de subsanar las filtraciones en el tablero, llevando a crear losas de hormigón muy pesadas y con mucha inercia, sobre el tablero original. Esto tras analizar lo ocurrido en Lorca, se ha constatado que ha causado importantes daños en su patrimonio. Si estas losas no están confinadas entre muros o contrafuertes que las puedan sujetar durante el sismo, impactan y deslizan sobre los paramentos, generando fuertes empujes, e incluso colapsos.

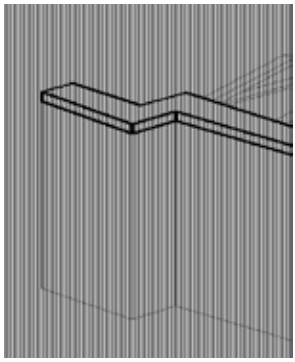


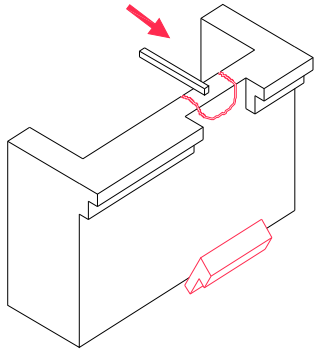


Figuras 4.98 y 4.99: Esquemas de comportamiento por empuje y deslizamiento de losa de hormigón sobre tablero.

Desprendimientos de aleros

En los desplazamientos generados por el sismo la cubierta impacta sobre el alero, pudiendo expulsarlo, además de generar posibles empujes en muros.





Figuras 4.100 y 4.101: Esquemas de comportamiento por empuje de cubierta sobre aleros.

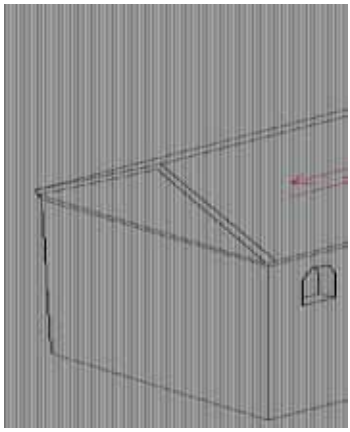


Figura 4.102[47]: Imagen desprendimiento de alero en Lorca.

Derrumbe parcial por impacto

Los edificios con diferentes alturas pueden sufrir derrumbes parciales de cubierta al impactar elementos superiores desprendidos durante el sismo.

[47] Foto Juan de Dios de La hoz





Figuras 4.103 y 4.104[48]: Esquema e imagen derrumbe parcial de cubierta de la Colegiata por impacto en Lorca.

Giro de elementos de remate

Los pináculos o piezas escultóricas colocadas por gravedad, sin anclaje al muro soporte pueden sufrir giros durante el sismo, igual que las piezas de remate sin traba.



Figura 4.105[49]: Imagen giro respecto a eje vertical de escultura en la fachada principal de la Colegiata de Lorca.

[48] Foto Juan de Dios de La hoz
[49] Foto Juan de Dios de La hoz

4.2.2 Representación gráfica de daños

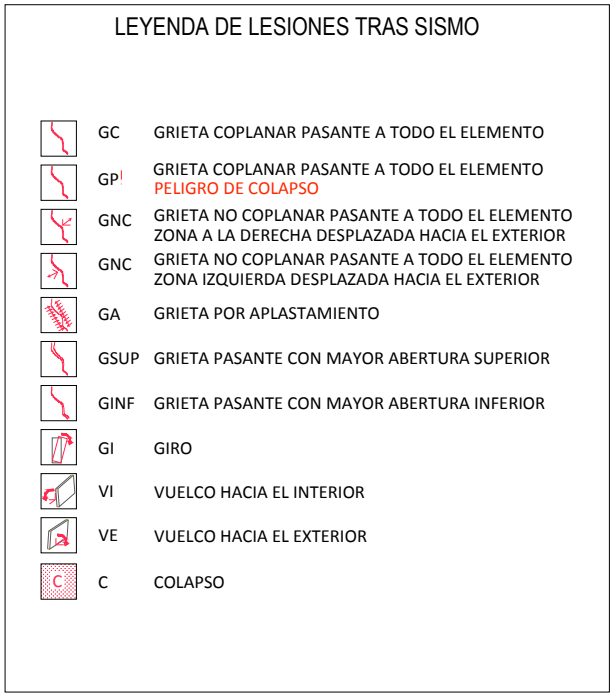
La representación gráfica de los daños sirve como lenguaje técnico e interpretativo, además de documentar el estado que presentan los edificios. Se plantea una leyenda donde cada lesión tenga un código y un símbolo, y en ocasiones una trama.

Los símbolos deben poderse insertar fácilmente sobre una fotografía mediante una app diseñada para el caso. Así en pocos segundos se puede completar la información fotográfica, en las que a veces las grietas y otras alteraciones necesitan matizarse. Los colores empleados hacen relación al peligro al indicarse en rojo todo lo que signifique movimientos.

En la descripción de daños en informes se puede incluir los códigos establecidos, y las tramas y grafismos propuestos se pueden emplear para homogeneizar los planos del estado de lesiones.

Se puede incluir la intensidad en cuanto a gravedad de las lesiones observadas así como indicar mediante símbolos las zonas a apuntalar. La peligrosidad se puede establecer en varios grados tales como:

EOPTIMO: Estado óptimo: Condiciones perfectas de conservación.
EBUENO: Estado bueno: Condiciones normales de conservación.
EMEDIO: Estado medio: Daños ligeros.
EMALO: Estado malo: Daños graves, necesita intervención a corto plazo.
EPESIMO: Estado pésimo: Daños muy graves, necesita intervención urgente.
EDESTRUIDO: Estado destruido: Sin posibilidad de recuperación.

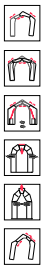


FÁBRICAS



A	ABOMBAMIENTO
D	DERRUMBE
DES	DESPLAZAMIENTO DE MURO
DESC	DESLIZAMIENTO DE CUBIERTA
DPG	DESPRENDIMIENTO POR GOLPEO
DIS	DISLOCACIÓN
EF	ESQUINA FRACTURADA
FC	FRACTURA CRUZADA
FG	FRACTURA POR GOLPEO
SEC	SEPARACIÓN POR EJE CENTRAL
VI	VUELCO HACIA EL INTERIOR
VE	VUELCO HACIA EL EXTERIOR

ARCOS



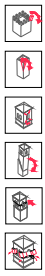
DAA	DEFORMACIÓN ASIMETRICA DE ARCO
DSA	DEDORMACIÓN SIMETRICA DE ARCO
DESA	DESLIZAMIENTO DE ARCO
DD	DESCENSO DE DOVELA
EVC	EMPUJE VERTICAL DE CLAVE
GIA	GIRO DE ARCO

BÓVEDAS Y CÚPULAS

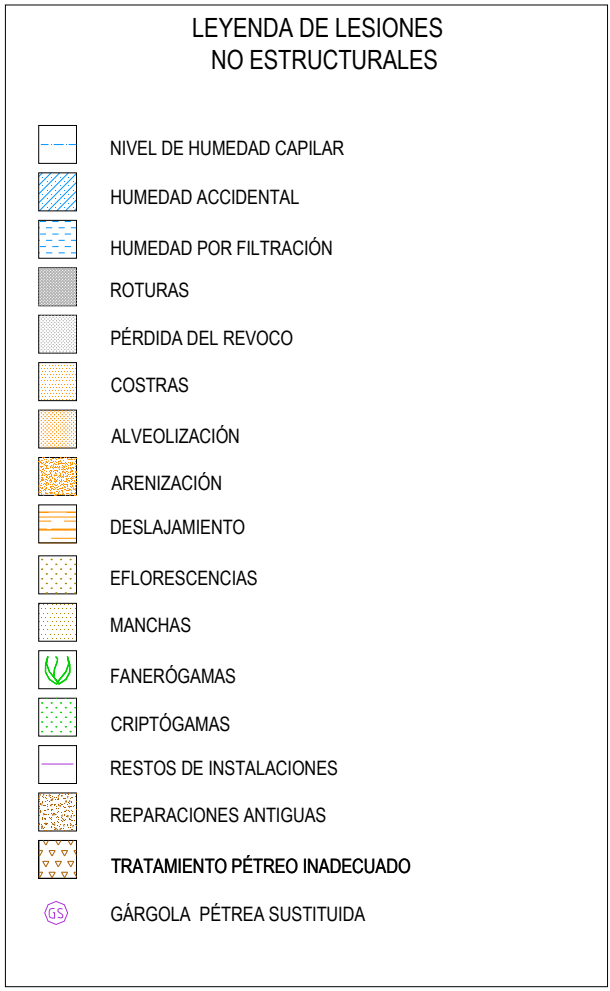


DN	DESCENSO DE NERVIOS
DSA	DESCENSO DE DOVELA
AT	AGRIETAMIENTO TRANSVERSAL
AL	AGRIETAMIENTO LONGITUDINAL
AV	AGRIETAMIENTO VERTICAL
AH	AGRIETAMIENTO HORIZONTAL

TORRES



DER	DESPRENDIMIENTO DE ELEMENTOS DE REMATE
EF	ESQUINA FRACTURADA
FCC	FRACTURAS CRUZADAS EN TORRE CAMPANARIO
GIT	GIRO DE TORRE
DC	DESLIZAMIENTO DE CAMPANARIO
EFC	ESQUINA FRACTURADA CAMPANARIO POR ROTACIÓN



4.3. DAÑOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL SISMO DE LORCA

El patrimonio cultural de Lorca sufrió importantes daños en los movimientos sísmicos del pasado 11 de mayo de 2011. Fue el segundo movimiento de Mw 5,2 sucedido a las 18:47 hora local el que provocó los mayores deterioros con el colapso parcial de algunos de los elementos estructurales en las edificaciones históricas. Este evento estuvo precedido por otro sismo sucedido a las 17:05 hora local de magnitud Mw 4,6, considerado como evento precusor, que ya había producido importantes desperfectos en muchos de los edificios históricos[50].

[50] MARTÍNEZ-DIAZ, J.J., ÁLVAREZ-GOMEZ, J.A., GARCIA-MAYORDOMO, J., INSUA-AREVALO, J.M., MARTÍN-GONZÁLEZ, F., RODRIGUEZ-PECES, M.J. "Interpretación téctónica de la fuente del terremoto de Lorca de 2011 (Mw 5,2) y sus efectos superficiales". *Revista IGME. El terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011*, 4, 441-458.

El estudio de los efectos arquitectónicos de terremotos (*Earthquake Architectural Effects*, EAEs) en las edificaciones del patrimonio cultural de Lorca, ha permitido calcular las trayectorias de deformación sísmica, obteniendo la mayor intensidad de las deformaciones entre los ejes N145E y N195E (orientación NO-SE)[51] perpendicular a la Falla de Alhama de Murcia (FAM). Los daños en los diferentes elementos estructurales han dependido de su posición respecto de la orientación NO-SE, y las características de las deformaciones producidas son similares al sismo de 1674 presentando la misma dirección media de movimiento del terreno según los N150ºE[52].

Para la compresión del comportamiento estructural de las fábricas históricas es necesario el conocimiento de la geometría, la técnica constructiva, la ejecución de los diferentes elementos estructurales, la identificación de sus materiales y la cimentación de dichas estructuras, centrando el estudio de forma individualiza en su historia especialmente en relación a los eventos sísmicos anteriores. Asimismo, el comportamiento estructural está condicionado por las características geológicas y estratigráficas locales así como los cambios en la topografía, factores determinantes en el movimiento del suelo, pudiendo producir efectos de amplificación del movimiento sísmico tanto en términos de aceleración máxima como en frecuencia.

El análisis del comportamiento de las estructuras históricas frente al sismo se ha realizado primeramente de las estructuras de fábrica y en segundo lugar de las estructuras de madera. En las estructuras de fábrica se han analizado los elementos estructurales verticales (muros de fábrica) y los elementos estructurales horizontales (arcos, bóvedas y cúpulas), y en las estructuras de madera se han analizado los forjados y alfarjes así como las cúpulas y cubiertas de madera.

4.3.1. CARACTERIZACIÓN DE LAS FÁBRICAS HISTÓRICAS EN LORCA

Las estructuras históricas de Lorca se caracterizan por la presencia de muros de mampostería con verdugadas de ladrillo, muros de sillería, bóvedas de rosca y tabicadas, cubiertas de madera con estructuras de par e hilera, de cerchas o con vigas apoyadas en los muros levantados sobre los arcos fajones, con utilización de materiales como la piedra, el ladrillo, la cal y el yeso.

En el castillo de Lorca, el tipo constructivo característico de muros de mampostería es del período de la conquista cristiana, etapa en la que se repararon las estructuras islámicas y se construyeron las torres Alfonsina y del Espolón. Sus fábricas son de mampostería regular dispuesta en hiladas y su cronología puede estar fechada entre los siglos XIII y XVI. En las Torres Alfonsina (figura 4.104) y del Espolón (figura 4.105) los mampuestos son de caliza y arenisca de tamaño mediano, dispuestos en hiladas pseudo regulares de unos 30-35 cm de altura, rematados con un enripiado del mismo material y trabados con argamasa de cal. Las esquinas de las torres son fábricas de sillería con piezas bien escuadradas de diversos tamaños, que fueron utilizadas igualmente en otras zonas del recinto amurallado como en la Puerta del Pescado.

[51] GINER-ROBLES, J.L., PÉREZ-LÓPEZ, R., SILVA BARROSO, P., RODRÍGUEZ-PASCUA, M.A., MARTÍN GONZÁLEZ F., CABAÑAS, L. 2012. "Análisis estructural de daños orientados en el terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011". *Revista IGME. El terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011*, 4, 503-513.

[52] RODRÍGUEZ-PASCUA, M.A.,PÉREZ-LÓPEZ, R., MARTÍN GONZÁLEZ F., GINER-ROBLES, J.L., SILVA, P.G, 2012. "Efectos arquitectónicos del terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011. Neoformación y reactivación de efectos en el Patrimonio Cultural". *Revista IGME. El terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011,* 4, 487-502.



Figura 4.104: Torre Alfonsina.



Figura 4.105: Torre del Espolón.

Las bóvedas de rosca en Lorca están representadas por las bóvedas de tradición bizantina de los diferentes cuerpos de la Torre del Espolón (figura 4.106) y la Torre Alfonsina (figura 4.107). El ladrillo ocupa un puesto destacado como material de construcción en la historia de la arquitectura bizantina, siendo su origen oriental trasmitido a través del mundo islámico al Sur peninsular.



Figura 4.106: Bóveda del segundo cuerpo. Torre Espolón.



Figura 4.107: Bóveda del segundo cuerpo. Torre Alfonsina.

El tipo de bóvedas profusamente utilizado en las edificaciones históricas de Lorca son las bóvedas tabicadas, y su historia está ligada a la historia de la construcción occidental[53]. La historia constructiva de las bóvedas tabicadas en Lorca tiene como referente la arquitectura valenciana donde el desarrollo de la técnica se produce a partir de la segunda mitad del siglo

[53] ZARAGOZÁ CATALÁN, A, 2012, "Hacia una historia de las bóvedas tabicadas", *Construyendo bóvedas tabicadas, Actas del Simposio Internacional sobre Bóvedas Tabicadas*, Universidad Politécnica de Valencia.

XIV en el ámbito de la Corona de Aragón, exportándose desde Valencia a otros territorios (Aragón, Cataluña y Sicilia) y a partir del XVI por Castilla y por extensión a la antigua Diócesis de Cartagena. Estas tempranas bóvedas tabicadas se utilizan en los plementos manteniendo el sistema de crucería con nervios de piedra[54]. La bóveda datada con fecha más temprana es la bóveda de crucería simple con plementería tabicada de una hoja, de planta cuadrada con 12 metros de lado de la sala capitular del convento de Santo Domingo de Xátiva, construida entre 1329 y 1336.

La innovación que supuso la construcción de las plementerías de las bóvedas de crucería con tabiques se extendió rápidamente y en el último tercio del siglo XIV la utilización de este sistema constructivo para abovedar era el más empleado en Valencia y en su área de influencia más cercana, siendo su empleo en Cataluña más tardío. El nuevo sistema consistió en el volteamiento de plementos de ladrillo dispuestos de plano en una, dos y hasta tres capas ligadas con yeso y recubiertas con él, realizadas sin cimbra. Esta técnica se utilizó en combinación con nervios de crucería siendo la solución empleada en las principales iglesias y conventos. Durante el siglo XV tuvo una intensa difusión caracterizada por la experimentación que originó nuevos tipos y superficies.

Su difusión en Lorca tuvo como puntode partida las bóvedas de la Iglesia de Santa María, erigida en el siglo XV y una de las grandes construcciones medievales de este siglo[55], donde en la nave central y capilla mayor (figura 4.108) las bóvedas son de crucería estrellada y las naves laterales y capillas bóvedas de crucería simple. Los restos conservados, tipo de nervios, claves de la bóveda y decoración son similares a las del claustro y bóvedas de la Catedral de Murcia en la parte correspondiente al siglo XV (Segado, 2011). La bóveda del primer cuerpo de la torre, construida en el XVI, incorpora del mismo modo la plementería de ladrillo en la bóveda de crucería.



Figura 4.108: Bóveda de crucería estrellada de la capilla mayor de la Iglesia de Santa María.

En el renacimiento español la mayor parte de la actividad edificatoria se ejecuta usando la piedra de cantería como material de construcción, a diferencia de Italia, donde el

[54] GÓMEZ-FERRER LOZANO, M. 2012, *Las bóvedas tabicadas en la arquitectura valenciana,* Construyendo bóvedas tabicadas. Simposio Internacional sobre Bóvedas Tabicadas.
[55] BELDA NAVARRO, C., HERNÁNDEZ ALBADALEJO, E., Arte en la Región de Murcia. De la Reconquista a la ilustración, *Colección Monografías Regionales nº6. Comunidad Autónoma de la Región de Murcia.*

renacimiento desarrolló principalmente la técnica de la albañilería[56]. Esta característica es también común de otros países como Francia donde la tradición de la etapa medieval de construcción en piedra sobrevive al cambio en el siglo XV. La Colegiata de San Patricio es una construcción en cantería característica de la arquitectura del siglo XVI donde los materiales que se utilizaron fueron de procedencia local utilizando diferentes tipos de piedra según su posición en la fábrica. El ladrillo, el adobe y el yeso quedaron relegados ante la piedra. La construcción del nuevo repertorio formal a través de una técnica medieval como es la cantería significó un gran esfuerzo investigador para dar solución a los nuevos modelos formales. Las nuevas trazas y prototipos arquitectónicos sustituyeron definitivamente las ojivas medievales por una volumetría de cilindros y esferas.

A finales del siglo XV se produjeron grandes cambios en los sistemas de abovedamiento por la irrupción de la geometría de la esfera. Las bóvedas pasaron a construirse mediante arcos de medio punto comprendidos en la misma envolvente esférica que propició que fuese abandonado su rampante recto por otro curvo, que fuesen cubriendo plantas cada vez más regulares (cuadradas) y alcanzando mayor altura (Palacios, 2009) (Ibáñez, 2012)[57]. La geometría de bóvedas basadas en la esfera y el cilindro generaron nuevos tipos arquitectónicos, incorporándose de forma rápida a los tratados de arquitectura, donde se describen la bóveda de cañón, la bóveda hemiesférica o de media naranja, la bóveda vaída, la bóveda esquifada, la bóveda de arista y los lunetos.

En Lorca, los ejemplos de bóvedas de cantería renacentista se localizan en la cabecera de la Colegiata de San Patricio: Capilla de la Virgen del Alcázar (figura 4.109), la Capilla Mayor y Sacristía (figura 4.110), en el cuerpo bajo de la Torre. Estas bóvedas no se materializaron con nervios y plementería, sino con gallones y estrías realizados con la misma dovela, lo que representó un cambio radical frente a la construcción gótica: de un sistema basado en una retícula de nervios lineales se pasó al empleo de piezas volumétricas (Calvo *et al*, 2005)[58].



Figura 4.109: Bóveda de la capilla del Alcázar. Colegiata.



Figura 4.110: Bóveda de la sacristía. Colegiata.

La bóveda de la capilla de Virgen del Alcázar de la Colegiata forma parte del grupo de bóvedas de piedra de intrados esférico y tórico, cuya geometría está referida a la división del

[56] PALACIOS GONZALO, J.C., 1999, "La estereotomía de las construcciones abovedadas" *Cuadernos de Restauración IX, Instituto Juan de Herrera*, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.
[57] IBÁÑEZ FERNÁNDEZ, J. 2012, *De la crucería al cortado: importación, implantación y desarrollo de la bóveda tabicada en Aragón y su decoración a lo largo de los siglos XVI y XVII.* Construyendo bóvedas tabicadas. Simposio Internacional sobre Bóvedas Tabicadas.
[58] CALVO LOPEZ, J., ALONSO RODRIGUEZ, M.A., 2005, *Bóvedas Renacentistas de intradós esférico y tórico en el antiguo obispado de Cartagena*. XVI Jornadas de Patrimonio Histórico. Intervenciones en el Patrimonio Arquitectónico, Arqueológico y Etnográfico, P. 67-84.

toro por medio de paralelos y meridianos. Su referente más inmediato es la bóveda de la capilla interior o *recapilla* de Gil Rodriguez de Junterón en la Catedral de Murcia, que ocupa un lugar destacado en los textos de cantería de la época siendo el arquetipo de las bóvedas tóricas en el *Libro de trazas de cortes de piedras* de Alonso de Vandelvira.

La bóveda del altar mayor está resuelta con bóveda de horno avenerada cuyas dovelas forman los gallones y estrías (figura 4.111), sin distinción entre nervios y plementería, particularidad de la cantería renacentista murciana, y cuyo máximo exponente es la cabecera de la iglesia de Santiago de Jumilla, donde el diseño con tratamiento en forma de venera origina una de las bóvedas más puras del renacimiento español. El tramo recto de esta bóveda del altar mayor es una bóveda de cañón por *cruceros* (nervaduras formando retículas ortogonales). Aunque esta técnica es menos frecuente en el ámbito murciano, existen algunos ejemplos de este modo constructivo, como la bóveda del presbiterio de El Salvador de Caravaca. En Sevilla o Granada, con la excepción del palacio de Carlos V, son por el contrario, frecuentes las bóvedas *por cruceros*.



Figura 4.111: Bóveda del altar mayor de la Colegiata de San Patricio.

La evolución de las bóvedas tabicadas se produce con otro tipo de bóvedas carentes de nervios, empleado desde finales del siglo XVI en casi todas las edificaciones que se construyeron de nueva planta y en las que reformaron la arquitectura medieval con bóvedas construidas por debajo de las antiguas crucerías Las aristas sustituyeron la generatriz de los arcos cruceros en las bóvedas de crucería, y en su construcción se trabajaba sin la cimbra que representan los arcos cruceros (Zaragozá, 2012). Es en este siglo XVI cuando la construcción de las estructuras arquitectónicas de ladrillo y su decoración en yeso constituyeron dos operaciones diferentes, disociándose definitivamente a lo largo del segundo tercio del siglo XVI (Ibáñez 2012).

En la Colegiata de San Patricio está representada esa evolución partiendo de las bóvedas de cantería renacentista de la Capilla de la Virgen del Alcázar, Capilla Mayor y primer cuerpo de la Torre, pasando por las bóvedas de crucería estrellada de la girola con cinco claves con terceletes rectos de tradición franco flamenca (figura 4.112), hasta otras soluciones más sobrias y discretas como son las de arista de la nave central y laterales (figura 4.113).



Figura 4.112: Bóvedas crucería estrellada girola.



Figura 4.113: Bóvedas arista nave central y laterales.

Las bóvedas vaídas y de media naranja son plenamente renacentistas mientras que los ejemplos de bóvedas tabicadas anteriores a 1550 y también posteriores son de arista. En la iglesia de San Francisco las capillas se cubrieron con distintos tipos de bóvedas realizadas en ladrillo tabicado. A partir del siglo XVII las naves de las Iglesias de Lorca se cubrieron con bóvedas de cañón realizadas en ladrillo tabicado, sistema constructivo que se generalizó constituyendo un método racional y económico. Los revestimientos realizados en las iglesias de San Pedro, Santo Domingo y San Juan durante el siglo XVII y XVIII ocultaron las cubriciones anteriores, al igual que otras muchas, permitiendo así la aplicación posterior de nuevas decoraciones.

Las cúpulas fueron realizadas por la misma técnica y rigidizadas por costillones de ladrillo. En algunos casos estan perforadas con óculos para la entrada de luz, que llega desde huecos abiertos en los muros. Las cúpulas arrancan de un anillo de fábrica sobre los cuatro arcos torales del crucero. Estaban concebidas para ser pintadas en su intradós y producir el efecto de teatralidad mediante su decoración pictórica. La cúpula de la Capilla del Rosario está decorada con pinturas murales realizadas en 1744 representando el “El Triunfo del Rosario” con diferentes motivos y personajes de la Orden Dominica (figura 4.114).



Figura 4.114: Cúpula Capilla del Rosario.



Figura 4.115: Cúpula Iglesia de la Virgen de las

Huertas.

El conjunto de las pinturas murales del convento de la Virgen de las Huertas es uno de los de los ciclos pictóricos más relevantes conservados en la Región de Murcia. Se localizan en la cúpula (figura 4.115), lunetos de la nave principal y del crucero, pechinas, testeros del crucero, antecamarín de la Virgen de las Huertas y en la escalera de la Tota Pulchra. Está representada la Orden Franciscana a través de sus principales figuras, la unión de la Virgen de las Huertas con el pasado histórico de la ciudad, así como un "sermón " dedicado a la Virgen Inmaculada realizado en los muros y cúpula de la escalera de la Tota Pulchra[59].

Las cúpulas de las Iglesias de San Juan (figura 4.116) y del Carmen (figura 4.117), construidas en la segunda mitad del XVIII, con ocho vanos de iluminación, disponen de cornisa ondulada en el arranque de la cúpula así como las yeserías con decoración de relieves vegetales tanto en la clave como en las pechinas.



Figura 4.116: Cúpula de la Iglesia de San Juan.



Figura 4.117: Cúpula de la Iglesia del Carmen.

Las bóvedas tabicadas fueron sustituyendo a otros sistemas mucho más pesados y complejos llegando en el siglo XVIII a una racionalización máxima en su construcción. La evolución de la técnica en la búsqueda de estructuras cada vez más ligeras condujo al redescubrimiento de anteriores sistemas constructivos como las bóvedas encamonadas, sustituyendo el ladrillo por camones, armazones de cañas o listones, cuya implantación en Lorca fue mucho menor, utilizándose de manera minoritaria en las pequeñas bóvedas de los camarines del siglo XVIII en algunas de las iglesias.

La arquitectura civil en Lorca adquirió un notable desarrollo durante del siglo XVIII. Las estructuras históricas de palacios y casas solariegas se caracterizan por el empleo de fábricas de mampostería reforzada con sillería en esquinas y zócalos, con inclusión en muchos casos de verdugadas de ladrillo en estas fábricas. Los muros de carga se disponen paralelos a fachada arriostrados por otros perpendiculares que conforman la caja de escalera, diferenciada volumétricamente mediante torres de planta cuadrada, en algunos casos con cúpulas de planta circular. Estos volúmenes cúbicos se perforan con vanos para iluminar la escalera. El esquema en planta, con variaciones, parte de un núcleo de comunicación centrado rematado en torre y una disposición perimetral de estancias. En algunos casos el núcleo central lo ocupa el patio siguiendo modelos de tipo claustral, desplazando la escalera a la esquina de una de las pandas.

[59] MUÑOZ CLARES, M., 1996, *El Convento Franciscano de la Virgen de las Huertas. Historia e iconografía de un templo emblemático y de su imagen titular*, Publicaciones Instituto Teológico Franciscano.

En la composición de fachadas destaca la decoración en los vanos de planta primera con el empleo de recercos, guardapolvos y pequeños frontones en algunos casos. Los vanos de la última planta, donde se ubican los espacios destinados a cámara, son óculos circulares, ovalados y con perfil mixtilíneo. Los elementos arquitectónicos destacados en las fachadas son las portadas, remarcadas con elementos de sillería y escudos, cornisas conformadas con molduras de perfil sencillo que emplean jabalcones para zonas de grandes vuelos. Igualmente son destacados los motivos decorativos de carácter volumétrico dispuestos en esquinas, así como las piezas de cerrajería en forja, para vanos y balcones con perfiles mixtilíneos (figura 4.118).



Figura 4.118: Casa Salazar Rosso (Museo Arqueológico).



Figura 4.119: Estación de ferrocarril Lorca-Sutullena.

En relación a la arquitectura industrial, la Estación de ferrocarril de Lorca-Sutullena (figura 4.119), es característica de las tipologías ferroviarias de segundo orden, siendo los materiales utilizados el resultado del proceso de internacionalización ligado al desarrollo del ferrocarril en España. La compañía G.S.S. disfrutaba de una reducción arancelaria en casi todo el material necesario para la construcción del ferrocarril, adquiriendo dicho material en el Reino Unido y Francia, siendo recibidos a través de los puertos más cercanos. Así, en el edificio de viajeros de la estación de Lorca la teja plana característica de la arquitectura del XIX fue fabricada en Marsella. La estructura de la marquesina, como el acero de los raíles de la línea, representa el viaje del mineral de hierro extraído en esta zona peninsular, que remitido a los hornos del Reino Unido, volvía a su origen transformado. Las vigas de pino sulfatado figuran entre los importados desde Glasgow y desde los puertos ingleses de West Hatlepool. También fueron importados el cemento y los materiales cerámicos (diferentes tipos de ladrillos).

La vulnerabilidad de las edificaciones del patrimonio cultural del centro histórico de Lorca frente al sismo se ha manifestado igualmente en las condiciones de sus estructuras bajo el nivel de planta baja donde, para la regularización de la pendiente del terreno, se construyeron bóvedas que en la mayoría de las edificaciones solo se localizan en parte de la planta, quedando el resto de la cimentación sobre el terreno. La presencia de bodegas y almacenes subterráneos es común en Lorca probablemente desde época bajomedieval y es una tipología constructiva que se encuentra en muchos de los inmuebles del centro histórico.

En la Colegiata los principales deterioros estructurales manifestados históricamente han estado provocados por la situación del subsuelo, conocido a partir de los ensayos geotécnicos realizados, con rellenos de varias épocas, principalmente en el lado del Evangelio, constatado por la diferencia de cota que presentan la actual Plaza de Belluga y Plaza de España, situadas en los lados NO y SE respectivamente.

4.3.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES VERTICALES DE FÁBRICA

4.3.2.1. Muros de fábrica

Las estructuras históricas de fábrica están representadas por diferentes tipos y técnicas de construcción, por lo que es difícil garantizar sus propiedades mecánicas. Estos edificios fueron diseñados con la experimentación del comportamiento en las construcciones ya ejecutadas mediante el perfeccionamiento progresivo de sus características geométricas.

4.3.2.1.1. *Fábricas de mampostería*

Las fábricas de mampostería con mayores daños en el castillo de Lorca son las estructuras del período de la conquista cristiana, etapa en la que se repararon antiguas defensas islámicas y se construyeron las torres Alfonsina y del Espolón. En los lienzos de muralla del castillo cuya alineación es perpendicular a la dirección NO-SE, el efecto de los seísmos se manifestó en el vuelco de parte de las fábricas de mampostería en la zona de coronación, llegándose a producir el desplome completo de uno de los lienzos del recinto hacia la ladera cuyo trazado es ortogonal a la trayectoria de máxima deformación (NO-SE) (figura 4.120). En el patio estrellado de la Torre Alfonsina los daños consistieron en el agrietamiento en el suelo asociado a un vuelco de la zona norte hacia el NO.

En el Parque Arqueológico se produjeron grietas y pérdidas de mampuestos en las fábricas de las diferentes estructuras murarias en el área de excavación arqueológica, así como hundimientos del suelo en zonas próximas a los lienzos de muralla. En la esquina de la muralla junto al acceso al parque arqueológico desde el recinto de *Lorca, Taller del Tiempo*, se produjo la aparición de una gran oquedad y el arrastre y hundimiento de parte del material de relleno. También se constató la presencia de una fosa junto a la puerta del Pescado que afectó tanto a nivel de cimentación de la muralla del castillo como a los restos de una estructura bajomedieval, hundiendo parte del depósito sedimentario de esta zona, así como el agrietamiento manifestado en el suelo delante de la ermita de San Clemente con continuidad en la estructura amurallada de esta zona. Las condiciones del macizo rocoso en la parte NE del recinto han condicionado el comportamiento estructural de los diferentes lienzos y torreones del recinto amurallado al desplomarse la base de dichos lienzos (figura 4.121).



Figura 4.120: Lienzo zona NO del castillo de Lorca.



Figura 4.121: Lienzo zona NE del castillo de Lorca.

En la Torre del Espolón se produjo la fractura de la esquina NO, manifestado en dos grandes grietas inclinadas en las caras Oeste y Norte con desplazamiento entre las fábricas que oscilaban entre los 10 cm en la base de la Torre y los 40 cm en la zona superior

(figura 4.122)[60]. En el interior de la Torre, los muros del primer cuerpo de la torre, igualmente se desplazaron con grietas inclinadas que alcanzaron las aspilleras y separaron los sillares que conforman la basa y el fuste de la columna de esquina (figura 4.123).



Figura 4.122: Fractura de la esquina NO. Torre del Espolón.



Figura 4.123: Interior primer cuerpo. Torre del Espolón.

La zona de coronación sufrió el desplome de las almenas y la rotura de parte de la cubierta de pavimento cerámico sobre tabiquillos ejecutada en la actuación de rehabilitación de 1970 así como el desprendimiento parcial de las fábricas de mampostería realizadas en 1957[61], evidenciando el distinto comportamiento estructural frente al sismo de las soluciones constructivas ejecutadas con estos proyectos de restauración (figura 4.124).



Figura 4.124: Desplome de almenas y rotura de cubierta en la Torre del Espolón.

La Torre Alfonsina fue iniciada en el siglo XIII y finalizada en el siglo XV, en un dilatado proceso constructivo culminado con el patio de armas triangular, el aljibe y dos torres,

[60] JURADO JIMÉNEZ, F. 2012. "Torre del Espolón: de ruina a primer monumento recuperado en Lorca (Murcia)". *Revista Alberca,* 10, 39-52.
[61] GRANADOS GONZÁLEZ, J., 2010. "La restauración del patrimonio de Lorca en las décadas de 1960-1970. La obra de Pedro A. San Martín Moro". *Revista Alberca,* 8, 159-180.

configurando así un relevante ejemplo de arquitectura defensiva. En el siglo XIX se le añadió el recinto con planta de estrella. Los daños en la Torre Alfonsina fueron leves manifestados en una pequeña grieta vertical que recorre la cara exterior NE, el desplazamiento de los sillares del muro en cubierta (figura 4.125), el desplome de la bóveda tabicada del tramo último de la escalera y la fractura de la dovela de la clave del arco del vano de la cara SO.



Figura 4.125: Desplazamiento de los sillares en cubierta.



Figura 4.126. Torre Alfonsina. Interior del segundo cuerpo.

El excepcional comportamiento de la Torre Alfonsina frente al sismo está motivado por su disposición en planta donde sus lados mayores son perpendiculares a la orientación NO-SE, por su tipología con machón central macizo (figura 4.126) y por la posición de la escalera que se desarrolla entre los muros exterior e interior de las caras NE, SE y SO y parte del NO en el último tramo de salida a la cubierta, quedando la cara NO conformada por un potente muro en los tres cuerpos de la torre.

De las estructuras de fábrica de mampostería de la Ermita de San Clemente se han identificado cuatro fases constructivas: una posible construcción en los primeros años posteriores a la conquista castellana; un gran proceso de reforma en la segunda mitad del siglo XV, hacia 1464; y dos grandes reformas estructurales en 1761 y 1809[62].

Los daños más importantes se produjeron en el muro de cerramiento orientado al NO, ortogonal a la dirección media de movimiento del terreno NO-SE, con el vuelco de dicho muro y fractura de la esquina N (figura 4.127), desplome del segundo contrafuerte (figura 4.128) y desplazamiento de los sillares de la pilastra gótica en el interior. Igualmente se produjo la fractura de la esquina E de la fachada principal con el muro de cierre SE, provocando la rotura de los elementos de sustentación de madera de esta zona de la fachada ejecutada en el desarrollo de las obras de rehabilitación proyectadas [63]cuya cubierta con estructura de madera arriostró los muros de cerramiento.

[62] EIROA RODRIGUEZ, J.A. 2012 "El parque arqueológico del castillo de Lorca (Murcia). Un nuevo proyecto de investigación en la frontera castellano-nazarí" *Revista Debates de Arqueología Medieval*, 2,

[63] JURADO JIMÉNEZ, F., Proyecto Básico y de Ejecución de urbanización. Expediente Servicio de Patrimonio Histórico. DGBC. CARM.




Figuras 4.127 y 4.128: Ermita de San Clemente. Desplome de muro NO, fractura de esquina N y desplome de contrafuerte.

En el castillo, tras un período de decadencia de la fortaleza fechado entre los siglos XVI a XVII motivado por su despoblación, se inician numerosos proyectos de rehabilitación entre los siglos XVIII y XIX, ejecutados parcialmente y nuevamente impulsados con la Guerra de la Independencia, reformándose gran parte de las defensas de la fortificación para su adecuación a las nuevas técnicas militares de artillería[64] y construyendo una batería y polvorín en la zona SO del castillo. En estas defensas los daños han sido leves produciéndose la fractura de la esquina de la edificación destinada a polvorín y la separación en coronación del muro de cerramiento ortogonal a la dirección NO-SE.

En el primer recinto de la Muralla de Lorca destaca la Torre 8 conocida como Porche de San Antonio, puerta medieval que presenta una puerta de codo de tradición musulmana, de dimensión inferior al actual, con acceso mediante arco apuntado de sillería. Fue remodelado a finales del siglo XIII utilizando fábrica de mampostería con sillares en las esquinas y en el siglo XV se construye la portada gótica[65]. El forjado intermedio se sustentaba mediante dos arcos apuntados de fábrica de ladrillo. La intervención realizada en el año 1966 supuso el recrecido de la fábrica de dos de sus cuatro caras para la homogeneización de la altura, la restauración de la portada de acceso con la reposición de las columnillas perdidas, la ejecución de un nuevo forjado de cubierta con viguetas y bovedillas de hormigón y la sustitución de las almenas existentes en ladrillo por otras de mampostería en las cuatro caras.

El Porche ha sido rehabilitado en el año 2007[66] recuperando en su interior el forjado intermedio resuelto con una estructura de vigas apoyadas en los muros y viguetas metálicas con tablero de madera. Para su acceso fue necesaria la reapertura del hueco preexistente de acceso a este nivel en la cara N y la cubierta fue reparada mediante la sustitución del pavimento cerámico con nueva capa de compresión.

Los daños han consistido en el vuelco de la fábrica de mampostería del cuerpo superior de la cara N con fractura de las esquinas NO y NE (figura 4.129). En el remate se produjo el desplome hacia el interior de tres almenas de la cara E así como una almena de la cara S. En

[64] JURADO JIMÉNEZ, F., ARRIBAS, R., 2013, "Estudio Histórico y Arqueológico" en *Proyecto Básico y de Ejecución de Obras de Consolidación y Restauración de las Murallas del Recinto del Castillo de Lorca (Murcia), en el entorno de la Ermita de San Clemente y adecuación de los restos arqueológicos en el entorno de la Torre del Espolón.* Expediente 209/2012 Servicio de Patrimonio Histórico. DGBC. CARM.

[65] GRANADOS GONZÁLEZ, J., 2010. "La restauración del patrimonio de Lorca en las décadas de 1960-1970. La obra de Pedro A. San Martín Moro". *Revista Alberca,* 8, 159-180.

[66] FERNÁNDEZ GUIRAO, F.J., GRANADOS GONZÁLEZ, J., HERNÁNDEZ SÁNCHEZ, I.M., 2007. "Consolidación del Porche de San Antonio y su entorno, Lorca". *Revista Alberca,* 5, 109-134.

el forjado de cubierta se produjo la rotura de algunas de las viguetas y bovedillas de hormigón en la zona próxima al apoyo en la fábrica así como del solado de cubierta[67].



Figura 4.129: Porche de San Antonio. Fractura de las esquinas NO y NE y desplome hacia el interior de almenas.

Las parroquias de San Pedro, Santa María y San Juan fueron las construcciones medievales de referencia en la ocupación de la ladera SE del cerro del castillo, resultado de las nuevas condiciones de vida tras la incorporación de Lorca a la Corona de Castilla en 1244. Su implantación fue la disposición del eje longitudinal de estas Iglesias con orientación NE-SO, adaptándose a la topografía, con igual cota de nivel en el desarrollo longitudinal de estas edificaciones y con cabecera orienta a NE, a excepción de San Roque con eje longitudinal E-O y cuya cabecera está orientada a O.

En el siglo XV se erigió la Iglesia de Santa María con modelo de planta salón característico de este siglo[68] (figura 130). Las pilastras son de sección mixta (sección cilíndrica con trazado en cruz poco pronunciado) sobre un alto basamento octogonal. La decoración está concentrada en bandas de motivos vegetales tanto en las pilastras centrales como en las adosadas a los contrafuertes en las naves laterales. La tipología de nervios, claves de la bóveda y decoración de la capilla mayor están relacionados con las bóvedas de la Catedral de Murcia en la fábrica correspondiente al siglo XV[69]. La cabecera de fábrica de sillería es característica de las iglesias-fortaleza destacando por la decoración en la coronación de los muros.

Los daños producidos por el sismo de 1674 afectaron al último tramo de la iglesia y a la capilla del Bautismo. Fueron realizadas obras de consolidación de las grietas, apreciables por las distintas superposiciones de argamasa y yeso con aplicación de un pigmento de color rosáceo en la mayoría de los paramentos de la Iglesia (Gallardo, 2011). También se acometió el refuerzo exterior de los muros del siglo XV orientados al O y E, construyendo en la parte NO unos muros bajos adosados a los originales y unos contrafuertes de mampostería en la fachada SO conocido a partir de los estudios arqueológicos realizados con las obras de

[67] FERNÁNDEZ GUIRAO, F.J., GRANADOS GONZÁLEZ, J., HERNÁNDEZ SÁNCHEZ, I.M., 2012. "Porche de San Antonio, Lorca". *Revista Alberca,* 10, 293-296.
[68] BELDA NAVARRO, C., HERNÁNDEZ ALBADALEJO, E., Arte en la Región de Murcia. De la Reconquista a la ilustración, *Colección Monografías Regionales nº6. Comunidad Autónoma de la Región de Murcia.*
[69] SEGADO BRAVO, P., *Lorca Barroca*, 2011. Editum. Ediciones de la Universidad de Murcia.

consolidación ejecutadas en el año 2010[70]. En el siglo XVIII se incorporó el camarín de planta octogonal en fábrica de ladrillo y zócalo en mampostería, con decoraciones en estuco y pinturas murales con perspectivas fingidas[71].



Figura 4.130. Iglesia de Santa María. Planta salón característica del siglo XV con bóvedas de crucería.

De sus estructuras históricas se han conservado los muros perimetrales con la portada, la torre, la bóveda de la capilla del altar mayor, los arcos apuntados del primer tramo y los de la nave lateral del lado de la epístola en todos los tramos, así como tres de los cuatro pilares centrales. Con las obras de consolidación de estas estructuras realizadas en 1969 fue retirado el desplome de las bóvedas de las naves.

La Iglesia de San Pedro es de nave única, capillas laterales entre contrafuertes y cabecera desarrollada en profundidad, tipología característica de las iglesias mudéjares levantinas. Los restos más antiguos conservados son de finales del siglo XV. Adosados al cerramiento SE se encuentran el cuerpo de acceso con la portada gótica y la torre (figura 4.131). Las obras acometidas tras el sismo de 1674 supusieron la restauración de la nave de la iglesia y su presbítero (1679), así como la reconstrucción de la torre y la nueva sacristía (1694). En el siglo XVIII se acometió la recomposición de la bóveda del cuerpo de la entrada (1713-19), la reparación de la fachada (1744-47) y la construcción en el lado del Evangelio del camarín de la capilla de la Divina Pastora (1747-52). Los trabajos desarrollados a partir de 1760 adaptaron los arcos, bóveda y pilastras a la decoración barroca, con entablamentos de frisos decorados, molduras y talones decorados con ovas y dardos, dentellones y cornisas de gran vuelo.

[70] CRESPO VALERO, J.M., GALLARDO CARRILLO, J., 2011, "Evolución histórica de la Iglesia de Santa María de Lorca (Murcia) a través de la arqueología", *Revista Alberca, 9*, 81-110.
[71] FERNÁNDEZ GUIRAO, F.J., GRANADOS GONZÁLEZ, J., HERNÁNDEZ SÁNCHEZ, I.M., 2012. "Iglesia de Santa María, Lorca". *Revista Alberca,*10, 297-300.



Figura 4.131. Iglesia de San Pedro. Portada gótica y torre.



Figura 4.132. Vuelco de la hoja exterior del muro en sillería.

Las estructuras de la Iglesia existentes son parte de los muros de cerramiento con los restos de pilastras, capiteles y arranques del arco del tercer tramo, parte de la bóveda del cuerpo de entrada, junto con la portada gótica y la torre. Los daños en el cuerpo de acceso donde se encuentra la portada gótica consistieron en el vuelco de la hoja exterior en sillería del muro de cerramiento, visible por la grieta que recorre la unión con los sillares de la portada (figura 4.132), así como el desplome del muro de cerramiento S junto al cuerpo de entrada y de los restos de uno de los contrafuertes del tercer tramo de la nave.

La Iglesia de San Juan es de nave única con capillas laterales entre contrafuertes de fábrica original gótica. Sufrió daños en el sismo de 1674, siendo reconstruida y transformada en los años posteriores. Próxima a la Iglesia se encontraba la antigua ermita de San Indalecio, edificada entre los años 1589 y 1595, que también quedó destruida[72]. En el primer tercio del siglo XVIII se reestructuró la nave incorporando a los muros pilastras de fuste liso con capiteles compuestos y cornisamiento con dentellones (figura 4.133). Los daños en muros tras el sismo en 2011 han consistido en fracturas de esquina de los muros de cerramiento en mampostería de la sacristía y desplome parcial de muros en capillas laterales (figura 4.134)[73].

[72] FERNÁNDEZ GUIRAO, F.J., GRANADOS GONZÁLEZ, J., HERNÁNDEZ SÁNCHEZ, I.M., 2008. *Memoria Valorada de consolidación, puesta en valor y adecuación para uso turístico de la Iglesia de San Juan de Lorca*. Expediente 642/2009. Servicio de Patrimonio Histórico. DGBC. CARM.

[73] PARDO PREFASI, R, SÁNCHEZ SICILIA, S., GARCÍA BALIBREA, I, 2012, "Iglesia de San Juan, Lorca", *Revista Alberca*, 10, 301-304.



Figura 4.133. Iglesia de San Juan. Nave central.



Figura 4.134. Iglesia de San Juan. Capilla lateral.

Con similares características de orientación y posición en la trama urbana por el fuerte desnivel en el eje transversal se inició la remodelación de la primitiva Iglesia de Santiago en el XVII, levantada sobre la ermita dedicada al Apóstol Santiago. Era de nave única y fue remodelada a comienzos del siglo XVII. Tras el sismo de 1674 se reformó la capilla mayor, crucero y nave principal. Diez años después tuvo que ser de nuevo consolidada, y en 1745, ante una nueva situación de deterioro por aparición de nuevos daños, se promovió la construcción de la actual de tres naves con cinco tramos, capillas hornacina, crucero y coro alto a los pies, siendo finalizada en 1781. La fachada exterior está sin terminar con tres huecos en alzado y un solo cuerpo.

A diferencia de las anteriores, las iglesias de las órdenes religiosas de Santo Domingo y San Francisco fundadas en las vías de salida de la ciudad medieval, se construyeron con un desarrollo longitudinal en sentido E-O, siendo posible al estar situadas en zonas de menor pendiente. Igualmente, la Iglesia del Carmen y la Iglesia de San Mateo se desarrollaron longitudinalmente según la orientación SE-NO en las vías de comunicación histórica entre Murcia y Andalucía (calle Nogalte prolongación de la calle Corredera y calle Lope Gisbert respectivamente).

La Orden de la Merced fue el primer establecimiento conventual en Lorca, seguido por el convento franciscano de Virgen de las Huertas (1466), el convento de Santa Ana y Magdalena en la calle Álamo (1504), y de las monjas de Madre de Dios de la Consolación en la calle Cava (1515). En la segunda mitad del siglo XVI los conventos fundados fuera de los límites de la muralla fueron el convento de Santo Domingo (1551-60), el convento de San Francisco en la puerta de Nogalte (1561), y el convento del Carmen (1741).

La tipología general de las iglesias conventuales es la nave única, cubiertas de madera y capillas entre contrafuertes, a los que se añadían los patios o claustros y las dependencias de los frailes o monjas. Estos conventos son un patrimonio arquitectónico muy transformado debido a las importantes remodelaciones del siglo XVIII, las leyes desamortizadoras del siglo XIX y las destrucciones durante la guerra civil, que provocaron la desaparición de muchos de los conjuntos conventuales iniciados en el XVI. Tras la desamortización de los conventos de San Francisco y Santo Domingo en el siglo XIX, quedaron incorporadas sus Iglesias al nuevo trazado urbanístico de las calles de Santo Domingo y Lope Gisbert. Del enorme y destacado complejo conventual perteneciente a la orden mercedaria, situado extramuros junto a una de las puertas más transitadas del recinto amurallado, solo se ha conservado la portada renacentista de la Iglesia, el camarín de la Virgen de la Soledad de finales del XVII, la galería porticada anexa a la cabecera de la Iglesia y el claustro barroco.

La iglesia del convento franciscano de Virgen de las Huertas es de nave única de cuatro tramos con capillas laterales comunicadas, el coro es de amplio desarrollo y el presbiterio es semicircular al que abre el camarín de planta rectangular de la Virgen de las Huertas. Sus estructuras murarias fueron destruidas en la riada de San Calixto de 1653 y reedificadas en 1690 construyendo una iglesia de nueva planta. En 1717 se amplía el camarín y en torno a 1734 se reedifican dos partes del claustro. El máximo esplendor del convento se produce entre finales del siglo XVII y los primeros años del siglo XVIII.

En la Iglesia, el eje longitudinal es ortogonal a la dirección media NO-SE del movimiento sísmico. Esta posición originó que en las pilastras de ladrillo cuya alineación es coincidente con la NO-SE se produjeran grietas inclinadas (figura 4.135) con desprendimientos de los revestimientos que dejaron al descubierto en las capillas otros subyacentes con significativas pinturas murales, como es el caso del pantocrátor situado en la capilla primera del lado del evangelio[74].



Figura 4.135. Iglesia de Virgen de las Huertas. Nave central y crucero.

La ejecución de la Iglesia de Santo Domingo comenzó en 1553 y fue terminada en el siglo XVII. Es una iglesia de nave única de cinco tramos con capillas laterales entre los contrafuertes y coro a los pies. Los daños causados por el terremoto de 1674 hicieron que fueran incorporados nuevos elementos que modificaron la tipología inicial de sus estructuras murarias: pilastras simuladas que revistieron los contrafuertes y comunicación de las capillas entre sí. Con posterioridad, la devoción de los Dominicos al rezo del Santo Rosario, llevó a dedicar primeramente un altar y más tarde una pequeña capilla consagrada a Nuestra Señora del Rosario. Este oratorio fue sustituido en el siglo XVIII por otra anexa a la propia Iglesia con entidad propia[75].

[74] FERNÁNDEZ GUIRAO, F.J., GRANADOS GONZÁLEZ, J., HERNÁNDEZ SÁNCHEZ, I.M., PARDO PREFASI, R, SÁNCHEZ SICILIA, S., GARCÍA BALIBREA, I. 2012. "Iglesia del Convento de Santa María la Real de las Huertas, Lorca". *Revista Alberca,* 10, 305-308.

[75] CARTAGENA SEVILLA, J.C. "Incidencia de los terremotos en el conjunto monumental de Santo Domingo (Lorca, Murcia)". *Revista Alberca*, 10, 143-171.

La Capilla del Rosario se encuentra adosada por el lateral Sur a la Iglesia de Santo Domingo. Es de una sola nave con tres capillas laterales en forma de hornacinas que conforman una planta de cruz con coro a los pies. La nueva Capilla del Rosario fue construida independiente de la Iglesia de Santo Domingo que donde se ubicaba hasta ese momento motivado por los daños causados por el sismo de 1674. Tras muchos problemas, fue iniciada en 1707 y quedó finalizada en 1745.

La construcción de la iglesia del convento franciscano de la Puerta de Nogalte se inició en 1561 finalizándose en 1565. En origen, la planta respondía a una nave única con capillas hornacina sin comunicación entre ellas, con crucero poco sobresaliente, coro alto a los pies, fachada plana con portada y probablemente cabecera plana[76]. A partir de 1636 se modificó la estructura inicial incorporando el crucero e incrementando la altura de los muros de la nave siendo realizada la capilla mayor en 1689. La iglesia no ha sufrido desde entonces otras modificaciones estructurales y se caracteriza por su nave central muy alargada con seis capillas laterales a cada lado entre contrafuertes de planta rectangular sin comunicación entre ellas.

El convento del Carmen de Lorca fue constituido oficialmente en 1741 como convento de San Indalecio de Frailes Carmelitas Descalzos. En 1754 el convento y la iglesia se estaban construyendo quedando la iglesia concluida en 1769. La Iglesia es de tres naves, siendo la central mucho más elevada que las laterales, con cinco tramos.

La Iglesia de San Cristóbal se comenzó a construir en la primera mitad del siglo XVII quedando finalizada en 1651. Tras el sismo de 1674, las obras documentadas fueron la reestructuración de tres capillas en 1677 y la capilla de la Concepción en 1689. Entre los años 1742 y 1744 se realizaron obras de consolidación en capillas anexas, crucero y bóvedas motivado por la situación de ruina. A finales del siglo XVIII se construyó la sacristía (1764). La iglesia quedó muy dañada a consecuencia de la avenida de 1802 ocasionada por la ruptura del pantano de Puentes. Las obras de reparación finalizaron a mediados del siglo XIX.

Es de nave única de siete tramos con capillas laterales entre contrafuertes, crucero con dos capillas laterales y cabecera plana. Las fábricas son de ladrillo macizo casi en todos los elementos salvo la fachada principal que es de mampostería reforzada en esquinas con fábrica de ladrillo[77]. En la Iglesia de San Cristóbal, la dirección media NO-SE del movimiento sísmico, ortogonal al eje longitudinal de la Iglesia originó grietas horizontales en los muros que conforman la nave central con más intensidad en el muro lateral derecho de la nave. En la fachada principal de la Iglesia se produjo la fractura de la esquina SO.

Las obras de la Iglesia de San Mateo se iniciaron a mitad del siglo XVIII sobre el emplazamiento de la ermita de San Agustín, hasta 1773. Se reanudaron en 1787 cubriendo las naves hasta el crucero y continuando las obras en fachadas y portada principal, así como las ocho capillas laterales. La torre se finalizó en 1870, y a partir de 1890 el arquitecto Justo Millán ejecuta la cúpula del crucero, el presbiterio, ábside, camarín del altar mayor y las capillas colindantes, finalizando en 1897.

El Palacio Guevara es el inmueble representativo de la arquitectura civil lorquina y uno de los más importantes del barroco regional. Es de planta cuadrada con patio central y doble crujía, siendo la crujía exterior de tres plantas, con sótano en las alas NE y SE, y la crujía que

[76] DE LA HOZ MARTÍNEZ, J.D. 2012, Proyecto Básico y de Ejecución de Restauración de la Iglesia de San Francisco. Expediente /2012. Servicio de Patrimonio Histórico. DGBC. CARM.

[77] YUSTE NAVARRO, F.J., 2012. "Reducción de la vulnerabilidad y mejora sísmica de la iglesia de San Cristóbal de Lorca (Murcia) afectada por los terremotos de mayo de 2011". *Revista Alberca,* 10.

conforma el patio de dos alturas. Construido en el siglo XVII, se encontraba iniciado en 1672 y la escalera construida en 1691, siendo finalizada la portada en 1694[78]. Los materiales pétreos existentes en el Palacio Guevara son principalmente areniscas calcáreas en sus dos tipologías principales, murviedro y mayayo, empleadas igualmente en numerosas obras religiosas y civiles de Lorca. Se distribuyen según el uso en zonas de la arquitectura del Palacio, usándose el murviedro para la realización de estructuras de mayor resistencia como son jambas, zócalos y escalera y el mayayo para la labra fina[79]. Los daños ocasionados por los movimientos sísmicos de 2011 consistieron en grietas inclinadas en muros de carga interiores (figuras 4.136 y 4.137).



Figura 4.136. Palacio Guevara. Patio.



Figura 4.137. Palacio Guevara. Escalera.

Otra de los inmuebles relevantes por sus valores arquitectónicos en la arquitectura civil en Lorca es la Casa de los Irurita situada en la calle Corredera, ámbito urbano que en el siglo XVI representó una zona de expansión de Lorca con la construcción de casas de familias nobiliarias.

Se edificó en la segunda mitad del siglo XVI en dos fases visibles en las propias fábricas del edificio y en los artesonados, y documentado a partir de los contratos en 1556 y 1596. En la evolución de su construcción es posible distinguir una primera etapa entre 1556 a 1564 de ejecución de la crujía oeste en planta baja. La segunda etapa se inició en 1596 ejecutando la mayor parte de la fachada y su portada de cantería, el patio como elemento singular de la arquitectura del inmueble y parte de la crujía sur y norte, donde probablemente se encontrara la escalera principal desaparecida, evidenciado en los restos de un vano en forma de arco de medio punto situado en la pared norte del patio[80]. Los muros de carga que conforman las crujías paralelas y transversales al patio son de fábrica de mampostería.

El inmueble se encontraba en deficiente estado de conservación con daños en los muros de carga de la escalera, con importantes grietas verticales en muros medianeros con abombamientos por humedades. Igualmente se había producido el desplome parcial de la cubierta de la planta segunda de la crujía oeste. Se produjeron agrietamientos en muros de carga así como en las tabicas de la escalera.

[78] SEGADO BRAVO, P. *Lorca Barroca*, 2011. Editum. Ediciones de la Universidad de Murcia.

[79] FERNÁNDEZ GUIRAO, F.J., FERNÁNDEZ-ILUNDAIN ROMERO, G. 2012. *Informe de caracterización de los elementos de cantería, yesería y policromías* redactado por SALMER. Proyecto Básico y de Ejecución de Restauración del Palacio Guevara. Expediente /2011. Servicio de Patrimonio Histórico. DGBC. CARM.

[80] GARCIA SANDOVAL, J., MEDINA PRECIOSO, M.L., (2008): *Estudio Histórico-Artístico y de la Arqueología de la Arquitectura de la Casa de los Irurita de Lorca (Murcia)*. Expediente 259/2007. Servicio de Patrimonio Histórico. DGBC. CARM

La Casa Guevara es otro de los palacios más destacables del siglo XVII en Lorca. Su construcción se realizó entre 1685-95 y debió estar concluida hacia 1690. Con disposición original en forma de U ocupaba la manzana completa. En las fachadas el zócalo es de sillería de Murviedro así como las cadenas de esquina siendo el resto de mampostería.

Otro de los edificios de notable valor en la trama urbana del centro histórico de Lorca es la Casa del Coronel Potousse o de los Aragón situada en la Plaza de España. Su construcción se inició en 1765 coincidente con la remodelación urbana de la Plaza Mayor, el espacio de mayor significación histórica y monumental de la ciudad desde el siglo XVIII. Los muros son de mampostería con verdugadas de ladrillo y sillería en los zócalos y en las cadenas de las esquinas.

De forma generalizada, los daños afectan sobre todo a la estructura con caída de parte de las cornisas, rotura de forjados, grietas en las bóvedas de la escalera con separación de los muros, e importantes grietas en fachadas y compartimentaciones interiores.

4.3.2.1.1.1. Fábricas históricas reestructuradas

En las intervenciones de restauración realizadas en el patrimonio cultural de Lorca en las últimas décadas se ha incorporado el hormigón estructural principalmente en sustitución de forjados de madera y revoltón, así como en capas de compresión en cubiertas inclinadas. Las técnicas más frecuentes utilizadas han sido el micropilotaje en cimentación, el hormigón armado en parte del trasdós de bóvedas y cúpulas, vaciado de inmuebles con mantenimiento de fachadas y nueva estructura metálica o de hormigón en el interior, y la rehabilitación de cubiertas con hormigón armado.

El hormigón armado ha sido uno de los materiales más empleado en la restauración de edificios históricos en el siglo XX en Europa siendo una práctica generalizada la sustitución de los materiales tradicionales por el hormigón armado como nuevo material[81], lo que supuso el abandono de los materiales tradicionales (piedra, ladrillo, madera y morteros de cal)[82]. La intervención con hormigón armado se generalizó desde 1960 hasta 1990. A partir de la década de los ochenta surgió la tendencia a recuperar las técnicas tradicionales e interpretar el comportamiento estructural de los edificios históricos, representada por la figura del arquitecto italiano Antonino Giuffrè.

La casa Salazar Rosso, actual Museo Arqueológico, fue rehabilitada en 1986 para la adaptación a uso de Museo. A la antigua casa, con estructura de muros de carga y forjados de viguetas y revoltón, se le anexionó una nueva construcción en la parte posterior para servicios del museo con estructura de pilares y forjados reticulares de hormigón. Los forjados de la edificación histórica fueron sustituidos por forjados unidireccionales de hormigón. Tras el primer movimiento sísmico en el Museo se produjeron daños leves consistentes en pequeñas grietas en muros y varias piezas desplazadas de su pedestal en las salas[83]. El comportamiento de ambas edificaciones en el segundo movimiento sísmico fue diferente: los daños en el edificio anexo con estructura de hormigón se manifestaron en pilares, escaleras y en el forjado en la zona de encuentro con la estructura muraria de la antigua edificación con mayor intensidad en

[81] ESPONDA CASCAJARES, M., 2004. *Evolución de los criterios de intervención con hormigón armado en la restauración de edificios históricos en España, Méjico e Italia*. Director: Doctor José Luis González Moreno-Navarro. Universitat Politècnica de Catalunya.
[82] GARATE ROJAS, I., 1994. *Artes de la cal.* Ministerio de Cultura. Instituto Español de Arquitectura. 2a edición, p. 298.
[83] MARTÍNEZ RODRIGUEZ, A. 2011. "El Museo arqueológico Municipal de Lorca (Murcia) tras los terremotos del 11 de mayo de 2011". *Revista Alberca,* 9, 277-294.

la última planta, a diferencia de la edificación histórica, donde los daños fueron principalmente grietas inclinadas en muros de carga.

El edificio del Ayuntamiento fue remodelado en 1992. Sus estructuras correspondían a dos cuerpos edificados en etapas diferentes: una primera construcción con tres arcadas con columnas de mármol de Macael en planta baja y primera de 1676, que sirvió inicialmente como cárcel de la ciudad, y un segundo cuerpo simétrico ampliación del primero construido entre 1737-1739. Su fachada a la Plaza es una doble galería tipo *loggia* formada por un cuerpo superior y otro inferior similar al claustro del siglo XVII del Convento de la Merced, en cuya ejecución intervinieron los mismos artífices.

Del edificio original solo se conservó la primera crujía con fachada a la Plaza de España, una tercera planta abuhardillada al que se anexionaron dos nuevos cuerpos de edificación paralelos a la calle Selgas. La edificación histórica es de muros de carga de mampostería con zonas de sillería y los forjados son de viguetas de madera y revoltones.

Los dos cuerpos de edificación de nueva planta están realizados con estructura de hormigón armado, metálica y de madera. De ellos, el cuerpo con fachada a la Plaza del Caño consta de dos plantas sobre rasante y el de fachada a la calle a la calle Martín Piñero es de cuatro plantas sobre rasante más sótano. Los pilares de plantas sótano y baja son de hormigón armado, mientras que los pilares de plantas primera y segunda son metálicos. La estructura horizontal está compuesta por losa de hormigón de 35 cm de canto y la cubierta de la planta tercera está resuelta con cerchas de madera y tirantes metálicos. El pórtico localizado junto a la medianera sur está resuelto con un entramado de perfiles metálicos unido a la estructura de hormigón, mediante un complejo sistema de tirantes que sujetan el vuelo del forjado, generando un patio interior cubierto con lucernario. Los daños en la estructura de la crujía histórica han sido leves con pequeñas grietas en juntas de las dovelas de la clave de la galería porticada, así como en grietas en la losa de hormigón de la escalera en la nueva edificación.



Figura 4.138. Ayuntamiento. Vestíbulo en crujía histórica.



Figura 139. Ayuntamiento. Patio interior con lucernario.

De entre los inmuebles con actuaciones de vaciado interior y ejecución de nueva estructura se encuentra el Real Colegio de la Purísima Concepción (actual Conservatorio de Música), cuyas obras de rehabilitación fueron realizadas en 1995. Fue construido en el siglo XVIII como centro educativo vinculado a la contigua Colegiata de San Patricio y dependiente académicamente de la Universidad de Granada. En planta sótano, integrados en la edificación se encuentra el trazado de la muralla de Lorca, localizada en el vestíbulo de acceso al salón de actos y bajo dos de las aulas. Durante las obras de rehabilitación apareció bajo rasante de la calle Abad de los Arcos, a unos cuatro metros de profundidad, dos espacios abovedados correspondientes a unos baños árabes del siglo XI, que fueron rehabilitados.

Con las obras ejecutadas el sistema estructural del edificio ha quedado dividido en dos cuerpos: el antiguo Colegio colindante con la Colegiata con muros de fábrica de mampostería, y sillería en la zona próxima a la Colegiata y con estructura metálica en la cara interior del torreón de la muralla con fachada a la Plaza de Simón Mellado y el cuerpo de nueva planta ejecutado con estructura metálica. Los forjados fueron sustituidos utilizando perfiles metálicos para los nervios y hormigón para la formación de los revoltones, y se incorporó un segundo núcleo de escalera, con escalera y montacargas resuelto con estructura metálica. Igualmente se ejecutó un recalce de la cimentación por micropilotaje[84].

Los daños tras el sismo en el Conservatorio han sido moderados, sin daños relevantes en la estructura, con grietas verticales e inclinadas en tabiquería interior (figuras 4.140 y 4.141) y en muro de cerramiento del nuevo núcleo de escalera y montacargas, así como en el torreón donde se ubica la antigua escalera con fractura horizontal de la cúpula semiesférica a la altura de los dinteles de las ventanas. La fachada principal a la calle Abad de los Arcos tiene un importante desplome de unos 50 cm hacia la calle, siendo más pronunciado en la zona colindante con el ala de nueva planta. En 1995 la fachada quedó arriostrada a los muros de carga paralelos mediante los forjados metálicos, solución que ha tenido un aceptable comportamiento en el sismo. En la fachada del cuerpo de nueva planta, con acabado en aplacado en piedra, se han producido fisuras y rotura de piezas con caída de fragmentos y elementos sueltos.





Figuras 4.140 y 4.141. Conservatorio. Grietas verticales e inclinadas en particiones interiores.

El antiguo Convento de la Merced fue reestructurado en el año 2001 para Sede de la Gerencia de Urbanismo del Ayuntamiento de Lorca y de Lorca Taller del Tiempo[85]. Las estructuras históricas fueron restauradas e incorporadas a la estructura de la obra nueva realizada en hormigón armado con forjados reticulares. Se diseñaron diferentes plantas según las zonas, adaptándose a la topografía de este ámbito con un fuerte desnivel descendente entre la zona S y la N del conjunto, conservando el acceso a través de la portada renacentista para el centro de visitantes de Lorcatur y el acceso a la Gerencia desde el claustro.

4.3.2.1.2. Fábricas de sillería

En el siglo XVI, la fábrica de la Colegiata de San Patricio se inició desde la cabecera sobre la traza de la muralla de Lorca y la antigua iglesia de San Jorge, avanzado su

[84] ROS PERÁN, S.A., 2012, Proyecto Básico y de Ejecución de restauración del Conservatorio de Música, Expediente Servicio de Patrimonio Histórico. DGBC. CARM.
[85] DIEZ MEDINA, C., FERNÁNDEZ ROMERO, J.L., 2001, Proyecto Básico y de Ejecución de Restauración del Complejo de la Merced. Expediente /1999. Servicio de Patrimonio Histórico. DGBC. CARM.

construcción según su eje longitudinal orientado en la dirección NE-SO (de igual cota de nivel), debiendo de salvar la diferencia de altura entre sus cerramientos orientados a NO (Plaza de Belluga) y SE (Plaza de España).

La Colegiata es una construcción en cantería característica de la arquitectura renacentista donde los materiales que se utilizaron fueron de procedencia local utilizando diferentes tipos de piedra según su posición en la fábrica. Es una de las construcciones más relevantes del renacimiento en la antigua diócesis de Cartagena siendo su máximo exponente en Lorca. Fue proyectada con tres naves y girola (planta catedralicia). Se comenzó a edificar en 1536 y durante el siglo XVI se ejecutó la cabecera y el primer cuerpo de la torre donde se sitúa la Sacristía (1547), así como la Capilla del Altar Mayor y la Capilla del Sacramento o del Alcázar ubicada en el centro de la cabecera. Las obras no concluirían hasta principios del siglo XVIII con la portada principal y el trascoro.

Las fábricas construidas hasta el momento del sismo de 1674 eran el muro exterior que da a la Plaza Mayor hasta el nivel de pavimento de la Colegiata (1649), y el muro exterior que da a la Plaza de Adentro o de Arriba, localizado en el lado del Evangelio, quedando así concluido el perímetro de la Colegial (1658), y faltando por edificar ocho capillas y las bóvedas de las naves. Como consecuencia del sismo, se incrementó el grosor de cuatro pilares de la nave principal que aún no se habían iniciado. Los movimientos sísmicos de 2011 originaron fracturas de bloques de sillería en los muros de cerramiento. En la girola, se produjo el vuelco de la cara exterior en sillería del muro de cerramiento sobre la cubierta de esta zona, quedando separada del muro la plementería de la bóveda en este tramo.

En la construcción de la fachada principal, iniciada en el año 1694 y finalizada en 1710, se aprecian los bloques de sillería de unión con las fachadas laterales (traba entre ambas fábricas), que sufrieron desplazamientos horizontales en sismos anteriores y que se han reactivado con los movimientos sísmicos de mayo de 2011[86](figuras 4.142 y 4.143). Las esculturas de la fachada barroca de la Colegiata sufrieron roturas y giros en los bloques de sillería así como los pináculos de los contrafuertes, que tuvieron un comportamiento estructural autónomo.



Figuras 4.142 y 4.143. Colegiata de San Patricio. Grietas en muros de sillería de la fachada principal.

Otra de las fachadas barrocas es la de la Iglesia del Carmen que está formada por dos cuerpos separados por una cornisa y coronada por un frontón curvo. El cuerpo inferior tiene tres vanos que se corresponden con las tres naves de la iglesia y el cuerpo superior tiene una

[86] DE LA HOZ MARTINEZ, J. 2012. "Comportamiento de la excolegiata de San Patricio en Lorca tras el terremoto de mayo de 2011". *Revista Alberca,* 10, p.234.

parte central con vanos para la iluminación del coro, flanqueada por las espadañas características de la arquitectura carmelita. La unión de las fábricas no disponía de las cadenas de atado o engatillado como las de la fachada monumental de la Colegiata. En la fachada se constató el vuelco de la misma hacia la calle comprobado mediante mediciones instrumentadas.[87]

Otro ejemplo de fachada en sillería es la de la Casa de los Irurita, cuyas sucesivas transformaciones durante cuatro siglos, con nuevos vanos y ampliaciones de plantas, han distorsionado la fachada original caracterizada por la existencia de un mirador exento. Los daños tras el sismo de 2011 han consistido en el vuelco de la fachada en sillería manifestado en la separación de los muros perpendiculares en las plantas primera y segunda reflejando así la falta de unión con los muros perpendiculares.

4.3.2.1.2.1. Portadas

Las portadas en piedra, como elementos singulares, han acusado la unión entre los sillares que la conforman y las fábricas de mampostería que las sustentan. En la Casa Guevara la portada es el elemento más importante de la fachada principal, con pilastras cajeadas, capiteles a modo de testa de elefante y el escudo de los Guevara rematado por un frontón triangular quebrado. Por el análisis estílístico se podría fechar en 1640-50. En el cuerpo superior de la portada, se han fracturado los sillares que conforman el escudo, así como los sillares de la cornisa (figura 4.144). Las pilastras cajeadas del cuerpo inferior se encuentran deformadas por el abombamiento de esta parte de la fachada.



Figura 4.144. Portada Casa Guevara.



Figura 4.145. Portada antigua Iglesia de la Merced.

[87] DE LA HOZ MARTINEZ, J. 2012. "Iglesia de Nuestra Señora del Carmen, Lorca". *Revista Alberca,* 10. p.309-312.

En el antiguo Convento de la Merced, la portada renacentista representa una tipología común a numerosas portadas renacentistas, características del segundo tercio del siglo XVI, vinculadas a la definición del término "purista" al suprimirse de los elementos arquitectónicos buena parte de la ornamentación que los recubría.[88] Se caracteriza por su estructura con un solo hueco con arco de medio punto y dos pilastras sobre pedestales, incorporando a los lados relieves con motivos de estirpe vegetal, que sostienen un entablamento al que se adosan tres escudos. Se corona con un pequeño y proporcionado segundo cuerpo diseñado con dos pequeñas pilastras (flanqueadas por ángeles arrodillados) que sostienen un frontón triangular con hornacina en el espacio interior rematada por una venera.

El sismo de 2011 ha provocado el vuelco de la fachada de la antigua iglesia con la portada renacentista con orientación N-NO, cuya alineación ortogonal a la dirección de mayor intensidad de las deformaciones (ejes N145E y N195E), con un desplome en coronación de unos 10 cm, manifestado en las grietas de separación en cubierta respecto de la nueva estructura. Igualmente se han marcado las juntas de los sillares de la portada en arquitrabe, frontón y pilastras (figura 4.145).

La portada renacentista de la Casa de los Irurita es relevante por sus valores arquitectónicos como ejemplo de construcción civil del siglo XVI en Lorca. Corresponde a un claro modelo florentino y está compuesta por dos pilastras estriadas de orden jónico y capiteles con relieves de cabezas masculinas o mascarones entre hojas de acanto. El arco es de medio punto y en el friso se inserta el escudo nobiliario.

En el Palacio Guevara, la portada, de tipología retablo, ocupa la parte central de la fachada principal, compuesta de un cuerpo inferior sobre pedestal y una zona superior equivalente al ático con el gran remate cuadrado donde se sitúa el blasón familiar. En el siglo XVIII se incorporaron las portadas de acceso en estilo rococó en las Iglesias de Santa María[89] y San Juan. Igualmente a finales del siglo XVIII se construyó la nueva portada de la Iglesia de San Cristóbal (1764). Orientada a SE, se produjo el vuelco del sillar central del cuerpo superior con grietas verticales en la unión de los sillares que conforman el escudo.

En el Cementerio de San Clemente, inaugurado en 1900, se localizan numerosos panteones históricos levantados en el primer cuarto del siglo XX. Forman un conjunto homogéneo y unitario que representa la mejor arquitectura ecléctica de Lorca[90]. Son panteones-capilla de pequeñas dimensiones de características ecléctica con mezcla de formas clásicas y motivos decorativos de estilos egipcio, bizantino, medieval y mudéjar (figura 4.146)[91].

Del grupo de panteones en sillería que muestra de forma más evidente las características del neo-gótico, destaca el panteón de Adela Cachá (1919). Los daños producidos por el sismo de 2011 han consistido en la fractura de los muros de cerramientos, del arco apuntado y rosetón de la fachada principal, desprendimiento y caída de elementos arquitectónicos de remate de fachada, rotura de sillares de cornisa, y pináculos (figura 4.147).

[88] PITA ANDRADE, J.M., VALERA BOTELLA, S., MARTÍNEZ RIOS, C., 2004, *Informe de Valoración de la Portada del antiguo Convento de la Merced de Lorca*. Servicio de Patrimonio Histórico. DGBC. CARM.
[89] FERNÁNDEZ GUIRAO, F.J., GRANADOS GONZÁLEZ, J., HERNÁNDEZ SÁNCHEZ, I.M., 2012. "Iglesia de Santa María, Lorca". *Revista Alberca,*10, 297-300.
[90] GRANADOS GONZÁLEZ, J., 2011, *Memoria de las obras de Emergencia de los Panteones históricos del Cementerio de San Clemente situado en Ctra de Puerto Lumbreras, Lorca,* Expediente 173/2011 Servicio de Patrimonio Histórico. DGBC. CARM
[91] GRANADOS GONZÁLEZ, J. 2011. "Panteones históricos del cementerio de San Clemente, Lorca". *Revista Alberca,* 10, 327-332.



Figura 4.146. Panteón Miguel Abellán.



Figura 4.147. Panteón Adela Cachá.

4.3.2.1.3. Fábricas de ladrillo

El segundo claustro del antiguo Convento de San Francisco, finalizado a mitad del XVIII, es en fábrica de ladrillo. Es cuadrado y con dos cuerpos con alternancia de pilastras y arcos de medio punto separados horizontalmente por una cornisa, produciendo un módulo unitario de dos cuerpos desiguales. El cuerpo superior, sobre las arcadas que configuran los vanos se encuentra otra fila de vanos rectangulares más pequeños. Son huecos con dintel curvo en la parte exterior que se transforman en línea recta mediante un cuerno de vaca. Casi todos los elementos (pilastras, cornisas y molduras principalmente) estaban revocados en color ocre amarillento resaltados de los paramentos del fondo que estaba en blanco (figura 4.148).



Figura 4.148. Claustro del antiguo Convento de San Francisco.

La construcción del claustro del antiguo convento del Carmen fue iniciada anexa a la nave de la iglesia en el lado de la epístola. Antes de la desamortización el claustro estaba sin concluir estando solo dos alas finalizadas que son las estructuras que se conservan correspondientes a las alas N y E en toda su longitud así como el inicio de las alas O (con fachada a calle Nogalte) y S. El ala Norte del antiguo convento era una crujía de dos plantas anexa a la nave de la Iglesia con bóvedas de arista en la planta baja. La continuidad de dicha galería se encuentra interrumpida por una de las capillas de la iglesia quedando compartimentada en dos zonas funcionales a las que se accede directamente desde el patio.

La fachada al patio es de ladrillo en arcos y pilastras con un zócalo de mampostería con verdugadas de ladrillo, a modo de basamento corrido revestido de mortero y estaba formada por una serie de siete arcos de medio punto de ladrillo en planta baja y alta. El ala E dispone de dos crujías, la primera es de dos plantas con fachada al patio del antiguo claustro igualmente de ladrillo revestido de mortero y la segunda de mayor anchura tiene tres plantas y fachada al patio posterior de la Iglesia. La mayoría de los arcos están cegados y el piso superior es prácticamente macizo con vanos adintelados en el eje de los arcos inferiores pares. El tramo del ala O que se conserva tiene fachada a calle Nogalte y es donde se localiza la portada del antiguo acceso, con pilastras y dintel recto sin ornamentación, realizada en ladrillo y revestida de mortero.

En el antiguo claustro del convento del Carmen, los movimientos sísmicos del 2011 han supuesto el agravamiento de la situación estructural por el incremento de grietas en muros y bóvedas así como del abombamiento de la fachada del ala E hacia el patio. Las esquinas de claustro NO y SE ya habían sufrido desplomes parciales antes de mayo de 2011 motivado por el mal estado de conservación en las últimas décadas. El mayor deterioro en estas estructuras fue provocado por las lluvias torrenciales de septiembre de 2012, cuando la filtración de agua en las zonas deterioradas de cubierta y encuentros con muros de cerramiento originaron el colapso de cinco tramos del ala E.

Los daños en contrafuertes de ladrillo han consistido en grietas inclinadas en la fábrica de ladrillo de los contrafuertes con desplazamiento del muro y descenso de la clave de los arcos[92] como es el caso de la Iglesia de Santiago. En la Iglesia de San Cristóbal en 2012 se produjo el colapso de la bóveda de la antigua Capilla del Cristo de la Sangre motivado por el desplome del contrafuerte anexo.

Otra tipología arquitectónica característica por la utilización del ladrillo son las plazas de toros. En Lorca, la Plaza de Toros fue proyectada en 1882 y su construcción se realizó entre enero y junio de 1892 con características eclécticas, lejos del estilo neomúdejar predominante. Su proyecto se anticipó a otros cosos en Murcia y fue construido solo cinco años más tarde que la Plaza de Toros de Murcia, únicas plazas que han mantenido sus características arquitectónicas en su integridad.

En la actualidad, la edificación dispone de tres niveles de huecos al exterior, formando la planta baja y primera una unidad tanto por la disposición y tipología de huecos con dinteles de doble rosca de ladrillo como por el tipo de revestimiento. Esta imagen de la plaza fue mantenida con las reformas llevadas a cabo en 1943. Es una construcción poligonal regular con dos cuerpos adosados de edificaciones de planta baja. El diámetro de la circunferencia en el que se inscribe el polígono de planta es de 80 m de longitud, siendo el diámetro interior del ruedo de 45 m.

[92] DE LA HOZ MARTINEZ, J. 2012. "Análisis de la iglesia de Santiago en Lorca (Murcia) tras el terremoto de mayo de 2011 y propuestas para su recuperación". *Revista Alberca,* 10.

Su estructura se caracteriza por la disposición de 56 muros radiales de ladrillo de perfil escalonado que conforman el apoyo de los forjados del tendido. Los muros radiales quedan arriostrados con el de fachada por tirantes de madera a nivel de planta primera y por el forjado de madera a nivel de planta segunda, visibles al quedar generada una zona de circulación a doble altura donde se localizan las escaleras de acceso a los niveles superiores de gradas (figura 4.149).



Figura 4.149. Plaza de toros. Muros radiales de ladrillo.

Estos muros radiales disponen de huecos con arcos rebajados de triple rosca de ladrillo, que permiten la comunicación con los espacios entre muros. El graderío se diferencia a nivel formal y constructivo con la galería alta en estructura de madera con forjado de madera y cubierta inclinada de teja. La imagen exterior simplificada de pilastras y arcos rebajados de corte academicista contrasta con la madera del cuerpo superior cubierto en todo el perímetro de la plaza.

En la fachada exterior de muro de carga de mampostería con revestimiento de mortero los muros radiales se marcan con pilastras y la portada carece del cuerpo avanzado de otras plazas, como la de Murcia. Los huecos con arcos de ladrillo rebajado son similares en los dos primeros cuerpos, a diferencia del tercer cuerpo que está constituido por una estructura de madera de sustención de la cubierta de la galería superior y de entramado vertical para el cerramiento de ladrillo. En esta galería las gradas son de madera sobre forjado igualmente de madera.

Tras los movimientos sísmicos del 11 de mayo de 2011, los principales daños producidos en elementos estructurales consistieron en el desplazamiento de las vigas de madera que arriostran los muros circulares que conforman el anillo exterior, con rotura del ladrillo del muro. En los dinteles de huecos de paso de los muros radiales, se produjeron igualmente grietas con pérdida de unión entre roscas de ladrillo, y la prolongación de las mismas hasta el encuentro con las gradas. Los daños en la estructura de cubierta se manifestaron en el encuentro con el muro perimetral. En la fachada, se manifestaron grietas verticales en el encuentro de las pilastras-muro en la prolongación de los muros radiales coindientes con la dirección media de movimiento del terreno NO-SE. Igualmente, eran visibles fracturas de esquinas de muros de las construcciones auxiliares adosadas.

La tipología arquitectónica del edificio de viajeros de las estaciones ferrocarril es otro ejemplo de la utilización del ladrillo en sus estructuras murarias. La Estación de Lorca-Sutullena es la correspondiente a una estación de 2ª clase, estación de paso (Murcia-Granada) con

algunas dependencias propias de las estaciones de término (Lorca-Baza). Las obras de la Estación promovidas por la compañía The Great Southern of Spain Railwaiy Co. Ltd., propietaria y explotadora del trazado, dieron comienzo en 1889 y la inauguración oficial del tramo de la línea desde Almendricos fue el 20 de julio de 1890[93].

El Edificio de viajeros constaba de un cuerpo central de dos plantas y dos pabellones laterales de planta baja, configurando una planta en forma de H con eje longitudinal paralelo al trazado de la línea ferroviaria y situado a un lado de las vías, como corresponde a la tipología de estación de paso. La estructura es de muros de carga perimetrales de mampostería y ladrillo macizo con mortero de cal sobre zócalo de sillares de piedra caliza. Este cerramiento disponía de pilastras adosadas de ladrillo macizo con función estructural en el paramento. El resto de divisiones eran tabiques constituidos con entramados de madera, cal y yeso.

El edificio de viajeros ha sufrido muchas transformaciones en planta pero conservaba su volumetría original. Tras el sismo, en la planta primera del cuerpo de edificación central se produjo el vuelco de las fachadas NO sobre la plaza de acceso a la Estación en el caso de la fachada principal y sobre la cubierta de la marquesina en el caso de la fachada a los andenes, originando la rotura de la cubierta de la marquesina y la deformación de los pilares de fundición en esta zona. Ambos fachadas colapsadas eran paralelas y situadas en la planta primera del cuerpo central cuya alineación en planta es perpendicular a la dirección ONO-ESE.

4.3.3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES HORIZONTALES DE FÁBRICA

4.3.3.1. Arcos

Los arcos son comunes en el patrimonio monumental bien como estructuras individuales o como parte de obras de mayor complejidad. La compresión del comportamiento sísmico de los arcos en relación con las acciones horizontal es compleja, ya que se carece de una observación sistemática de daños tras el terremoto y los métodos de análisis no se han generalizado en la práctica profesional: algunas consideraciones sobre la respuesta de un solo arco puede ser útil para la comprensión también las estructuras más complejas. Con respecto a las cargas verticales, en el sistema arco–contrafuerte se produce la pérdida de equilibrio. Si las cargas son principalmente en la clave se forman cinco líneas de fractura, una de las cuales está en la clave, con la apertura de la lesión al intradós, las cinco líneas de fractura dividen la estructura en cuatro segmentos.

Con la acción sísmica horizontal, el sistema se lesiona en un modo no simétrico, con la formación de cuatro líneas de fractura, dos en los contrafuertes y dos en el arco, con una lesión en el intradós levemente desviada respecto a la clave y una al extrados en los riñones. Además, las estructuras en forma de arco son muy sensibles a los daños en el caso de movimientos diferenciales de las impostas.

4.3.3.1.1. Arcos de cantería

En la Iglesia de Santa María, tras el sismo del 2011, la deformación de los arcos apuntados del primer tramo cuya alineación (eje transversal de la Iglesia) es paralela a la trayectoria de máxima deformación (NO-SE) se manifestó en el desplazamiento de las dovelas que conforman la clave de dichos arcos (figura 4.150), que en este caso fue de ascenso por los

[93] MARTIN BLANCO, P. 2012, *Memoria Histórica*, Anejo 1 del Proyecto Básico y de Ejecución de Rehabilitación de la Estación de ferrocarril de LORCA-SUTULLENA. Expediente /2012. Servicio de Patrimonio Histórico. DGBC. CARM.

esfuerzos de cizalla en ausencia de carga vertical[94]. Igualmente, en esta alineación de arcos se produjeron grietas verticales en la unión de los sillares que conforman la esquina del contrafuerte con la fachada principal. En 2010 los arcos apuntados de la capilla del primer tramo de la iglesia anexa a la torre fueron consolidados restituyendo la verticalidad debido al importante desplome que presentaban hacia el interior de dicha capilla (ortogonal a la orientación NO-SE) por ausencia de las bóvedas y cubierta.

En los arcos de los vanos de la torre, iniciada en torno a 1542 y fechada su finalización en 1554, que se abren en tres de las caras del cuerpo superior son arcos de medio punto en cantería, cuya situación previa al 2011 ya reflejaba la afección por sismos anteriores. La mayor afección corresponde a los de la cara donde se ha producido la rotura de las dovelas de la clave de dichos arcos.

En el Porche de San Antonio, puerta medieval de la muralla de Lorca, el acceso se produce mediante un arco apuntado de sillería con tres molduras concéntricas, imposta corrida y una serie de tres columnillas en ambas jambas, datado en el siglo XV[95]. La intervención realizada en el año 1966 supuso la restauración de la portada de acceso con la reposición de las columnillas perdidas. Los daños en el arco gótico del cuerpo inferior de esta fachada han sido leves motivado por su posición ortogonal a la orientación NO-SE.



Figura 4.150. Iglesia de Santa María. Desplazamiento de la dovela de la clave del arco de la nave lateral.

4.3.3.1.1.1. Claustros, patios y galerías porticadas

Los mayores daños producidos por el sismo de 2011 en una sucesión de arcos fueron en la panda E de los restos del claustro de Santo Domingo, donde la fractura del fuste de la

[94] RODRÍGUEZ-PASCUA, M.A., PÉREZ-LÓPEZ, R., MARTÍN GONZÁLEZ F., GINER-ROBLES, J.L., SILVA, P.G, 2012. "Efectos arquitectónicos del terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011. Neoformación y reactivación de efectos en el Patrimonio Cultural". *Revista IGME. El terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011*, 4, 487-502.

[95] GRANADOS GONZÁLEZ, J., 2010. "La restauración del patrimonio de Lorca en las décadas de 1960-1970. La obra de Pedro A. San Martín Moro". *Revista Alberca,* 8, 159-180.

segunda columna de planta baja produjo el desplome del arranque de los arcos contiguos. El Claustro de Santo Domingo fue construido entre los años 1646 y 1666. Cada una de sus fachadas está compuesta por seis arcos de medio punto, con doble arcada. En 1879 se eliminó el lado oeste, así como un arco de cada uno de los lados norte y sur, para permitir el trazado de la nueva vía que comunicó el nuevo puente de piedra sobre el Guadalentín con el centro de la población. En 1990 el Claustro quedó incorporado a una construcción residencial como plaza abierta y sustentado por una estructura metálica a las construcciones colindantes.

El segundo claustro del antiguo Convento de la Merced fue iniciado en 1727 siendo finalizado en 1729. Es de planta cuadrada con cuatro arcos de medio punto en dos niveles sobre pilastras decoradas con una alternancia de motivos geométricos y de inspiración vegetal, con sartas de frutos y flores[96]. En este claustro se han producido grietas inclinadas en el muro de fábrica de mampostería de la panda SO alineada a la dirección NO-SE, con daños leves en los arcos y pilastras, sin apenas juntas abiertas en los sillares (figura 4.151). En la galería porticada del antiguo Convento de la Merced se originó el hundimiento la esquina N manifestado en la fractura de los sillares de esquina, que ya había sido rehabilitado y que se ha reactivado tras el sismo de 2011.



Figura 4.151. Claustro del antiguo Convento de la Merced.

La traza del primer claustro del antiguo Convento de San Francisco es del siglo XVI. Un siglo después fue demolido y sus materiales utilizados para llevar a cabo un claustro en piedra cuadrado con cuatro arcos en cada lado. Su afección en el sismo del 2011 ha sido leve motivado por el tabicado de todos los arcos en las cuatro caras.

Igualmente, los daños han sido leves en el patio del Palacio Guevara, cuyos dos pisos fueron proyectados como galerías abiertas, siendo el cuerpo superior cerrado en su ejecución en 1690. Las columnas de mármol blanco de macael son similares a las del Ayuntamiento y a las del primer claustro del antiguo Convento de la Merced estructurado en dos pisos de siete columnas en cada uno de sus lados (1633 -1668). En 1910 fue trasladado por el Duque del Infantado a su Castillo de la Monclova en el municipio de Fuentes de Andalucía de Sevilla.

[96] PUJANTE MARTINEZ, A., 2014. "Los testimonios materiales de la Orden de la Merced y su evolución desde época medieval hasta la actualidad". *Revista Alberca,* 2, 189-206.

4.3.3.1.2. Arcos de ladrillo

4.3.3.1.2.1. Arcos fajones y perpiaños

Los arcos fajones de las naves de las iglesias son arcos de ladrillo roscado cuyo trasdós sobresale por la parte superior. En la mayoría de los arcos fajones de las iglesias del centro histórico de Lorca cuyo eje longitudinal es ortogonal a la dirección media de movimiento del terreno NO-SE son visibles cuatro líneas de fractura, dos en los contrafuertes y dos en el arco. La iglesia de Santiago es el edificio histórico con mayores daños tras el sismo de 2011 al producirse el colapso del crucero, con la caída de la cúpula, bóvedas, arcos del crucero y cubierta del primer tramo, así como las bóvedas de la capilla del Sacramento y su simétrica.

En la Iglesia de Santiago, la dirección media de movimiento del terreno NO-SE fue ortogonal al eje longitudinal de la Iglesia, originando el colapso de los arcos del crucero. El colapso se vio facilitado por el martilleo en el tambor de la cubierta constituida por una losa de hormigón sobre las estructuras de madera (De la Hoz, 2012).

4.3.3.2. Bóvedas

En una superficie abovedada de albañilería, el ladrillo es una pieza relativamente pequeña que hace que sea un elemento indiferenciado y la simple yuxtaposición de unos sobre otros unidos mediante mortero permite realizar la construcción de cualquier superficie geométrica. En cantería es distinto, la dovela tiene un tamaño notablemente mayor respecto a la superficie a construir, que obliga a una definición exacta de las dimensiones de la misma para que una vez tallada la piedra, se produzca un acoplamiento perfecto entre dovelas.

El tamaño de las piezas de piedra que constituyen una bóveda es fundamental para valorar la calidad de la misma ya que sería posible reducir los suficiente el tamaño del dovelaje hasta conseguir que ya no fuera necesario proceder al diseño previo de las dovelas, y así podría llevarse a cabo la construcción de un edificio con apariencia pétrea en el cual el oficio que lo posibilita estaría más próximo a la albañilería que a la cantería[97].

Lo que delimita ambos oficios, la albañilería frente a la estereotomía (actividad relacionada con el corte de la piedra destinada a la construcción), es la dimensión de la pieza unitaria: el ladrillo y la dovela. La función del mortero en ambos oficios es distinto: en la albañilería el mortero tiene que dar la forma y servir de material de agarre y en cantería las lechadas de cal entre los lechos de las dovelas no tiene otra misión que la de crear una superficie de contacto uniforme.

Se analizan las bóvedas de ladrillo y de cantería en sus diferentes geometrías: bóvedas de crucería, de arista, de medio cañón y vaídas.

4.3.3.2.1. Bóvedas de ladrillo

Las bóvedas de ladrillo analizadas son de rosca y tabicadas.

[97] PALACIOS GONZALO, J.C., 1999, *La estereotomía de las construcciones abovedadas*, Cuadernos de Restauración IX, Instituto Juan de Herrera, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.

4.3.3.2.1.1. Bóvedas de rosca

Las bóvedas de rosca en Lorca están representadas en la Torre del Espolón y la Torre Alfonsina. Son bóvedas de ladrillo de tradición bizantina trasmitidas a través del mundo islámico. El ladrillo ocupa un puesto privilegiado como material de construcción en la historia de la arquitectura bizantina, siendo su origen oriental. Excepto en algunas regiones donde la piedra de sillería era privilegiada, las cúpulas, las bóvedas y los arcos se realizaban exclusivamente con ladrillos, por la facilidad de aplicación y la ligereza de este material[98].

Las bóvedas de crucería de los cuerpos bajo y primero de la Torre del Espolón tienen un perfil notablemente abombado. En la bóveda del primer cuerpo el desplazamiento provocó el descenso del nervio respecto de la clave manifestado en la junta de la última dovela originando la fractura de la plementería de ladrillo (figura 4.152).



Figura 4.152. Torre del Espolón. Descenso del nervio en bóveda de crucería.

En la Torre Alfonsina la disposición del machón central genera seis espacios delimitados por los arcos fajones[99], donde las bóvedas son vaídas con hiladas que dibujan cuadrados concéntricos hasta alcanzar la clave. En la escalera las bóvedas son de medio cañón escalonadas. En estas bóvedas, dispuestas en los tres cuerpos de la torre, no se han producido daños apreciables tras el sismo de 2011.

4.3.3.2.1.2. Bóvedas tabicadas

Las bóvedas tabicadas son aquellas formadas por una o más capas de ladrillo de reducido grosor tomados a panderete o de plano (unidos en cada capa por su testa y por su canto y quedando la tabla al aire). La primera capa de ladrillos se toma con mortero de yeso y las siguientes bien con yeso o con mortero de cal. Motivado por el rápido endurecimiento, resistencia y adherencia de la pasta de yeso la bóveda no necesita cimbra para su construcción, siendo la primera capa la que sirve de cimbra perdida para las siguientes.

[98] L.B. 2008 "El ladrillo" *Qantara, Patrimonio Mediterráneo.*

[99] PAVÓN MALDONADO, B, "Bóvedas y cúpulas en la arquitectura árabe de occidente. Inventario y reivindicación". http://www.basiliopavonmaldonado.es/Documentos/Cupulas.pdf

Destaca por su máxima ligereza y notable rapidez de de su construcción. Los materiales para su fábrica son el yeso y el ladrillo de escaso canto.

Este tipo de bóveda puede presentarse con numerosas variantes: apoyada sobre nervios o tendida entre muros, trasdosadas con argamasa aligerada con vasijas cerámicas o con tabiquillos, costillas, callejones o armados. La hoja tabicada puede ser única o múltiple y con frecuencia sirve de cimbra perdida a una bóveda dispuesta a rosca. Por su geometría se analizan las bóvedas de crucería, de arista, de medio cañón y vaídas.

4.3.3.2.1.2.1. Bóvedas de crucería tabicadas

En la iglesia de Santa María la bóveda de crucería de la capilla mayor no ha sufrido daños. En la planta baja de la torre se localiza una bóveda estrellada actualmente oculta por un forjado intermedio. La bóveda de la capilla mayor de la Iglesia de San Pedro, era de crucería con nervios moldurados, con la clave mayor decorada y las claves secundarias formadas por anillos concéntricos[100]. En San Pedro solo queda la bóveda del cuerpo de entrada que sufrió el desplome de la parte de la misma.

En la Colegiata de San Patricio, se produjeron nuevas grietas en la plementería de las bóvedas de la girola, así como la rotura de las cubiertas y plementería de las bóvedas del primer tramo de la girola y de la capilla anexa a la sacristía, producido por el vuelco de cinco pináculos de la torre, con marcas de impacto en el pavimento del interior de la Colegiata (figuras 4.153 y 4.154), cuya dirección y sentido de caída ha permitido calcular las trayectorias de deformación.



Figura 4.153. Rotura cubiertas y bóveda girola.



Figura 4.154. Rotura cubierta y bóvedas capilla.

[100] SEGADO BRAVO, P. *Lorca Barroca*, 2011. Editum. Ediciones de la Universidad de Murcia

En la Iglesia de San Francisco las capillas laterales del lado del evangelio se cubren mediante bóvedas de crucería, variando desde las más antiguas con plementería de geometría no esférica, a las de geometría esférica.

4.3.3.2.1.2.2. Bóvedas tabicadas de medio cañón

En la gran mayoría de las iglesias de Lorca la nave está cubierta con bóveda tabicada de medio cañón con lunetos entre arcos fajones. Las bóvedas de las naves presentan debilidades en el encuentro entre la bóveda y la fachada y el encuentro entre bóveda y crucero. Las bóvedas son elementos estructurales muy vulnerables frente a un sismo y el primer elemento que evidencia el deterioro estructural. Prueba de ello es la imagen que tenemos de las iglesias de San Pedro y San Juan sin bóvedas en la nave central durante más de cuatro décadas. En la Iglesia de San Juan las bóvedas de las naves laterales han perdido parte de la plementería aunque en algunas todavía se conserva la clave y se aprecia la decoración que tenían.

El comportamiento estructural ha sido similar en la mayoría originándose grietas longitudinales en la zona central de la bóveda y en algunos casos además a un tercio de la misma. En la Iglesia de Santiago, la direccionalidad del sismo según la orientación NO-SE ortogonal al eje longitudinal de la Iglesia, originó grietas longitudinales en el eje de la bóveda de cañón con lunetos de los dos primeros cuerpos de la nave central y arcos fajones (figura 4.155).

Con similar orientación se encuentra la iglesia de Virgen de las Huertas, en cuya bóveda de cañón con lunetos de la nave central se produjeron grietas longitudinales en los dos primeros tramos, siendo su trayectoria inclinada en los dos últimos tramos (figura 4.156).



Figura 4.155. Iglesia de Santiago. Bóveda nave central.



Figura 4.156. Iglesia Virgen de las Huertas. Bóveda nave.

Tanto en la Iglesia de Santo Domingo como en la Capilla del Rosario, la dirección del eje longitudinal es NEE-SOO. La incidencia del sismo en las bóvedas de cañón de la nave central de Iglesia de Santo Domingo y de la Capilla del Rosario fue igualmente grietas longitudinales en bóvedas y arcos fajones (figura 4.157).

En la Iglesia de San Francisco, el eje longitudinal está orientado en la dirección O-E. La nave y crucero están cubiertos con bóveda de cañón con lunetos con vanos para la iluminación de la Iglesia. En la bóveda de la nave se produjeron grietas longitudinales en la zona central de bóvedas y arcos fajones con grietas inclinadas en el penúltimo tramo (figura 4.158).



Figura 4.157. Capilla del Rosario. Bóveda nave central.



Figura 4.158. Iglesia de San Francisco. Bóveda nave central.

La bóveda de la nave central de la Iglesia del Carmen es de cañón con lunetos así como las del crucero y capilla mayor. En la Iglesia, cuyo eje longitudinal está orientado en la dirección ESE-ONO, se produjeron grietas longitudinales en la zona central de bóveda y arcos fajones (figura 4.159), se produjo la rotura de la bóveda del último tramo de la nave sobre el coro, cuyo desplome originó a su vez la perforación de la bóveda del coro en dos zonas (figura 4.160).



Figura 4.159. Iglesia del Carmen. Bóveda nave central.



Figura 4.160. Iglesia del Carmen. Bóveda nave central y coro.

La nave central de la Iglesia de San Cristóbal igualmente está cubierta por una bóveda de cañón de dos roscas de fábrica de ladrillo macizo entre arcos fajones. La dirección media NO-SE del movimiento sísmico es, en este caso, ortogonal al eje longitudinal de la Iglesia. En la zona central de la bóveda de la nave y los arcos fajones se produjeron grietas longitudinales, con la fisuración en clave y hacia el cuarto de los arcos formeros y separación de las bóvedas de dichos arcos formeros (figura 4.161). El eje longitudinal de la Iglesia de San Mateo está orientado en la dirección ESE-ONO. Las grietas de las bóvedas de la nave central se produjeron a un tercio de la misma en el lado derecho, con fisuración de los arcos fajones en la clave (figura 4.162).



Figura 4.161. Iglesia San Cristóbal. Bóveda nave.



Figura 4.162. Iglesia de San Mateo. Bóveda nave.

4.3.3.2.1.2.3. Bóvedas tabicadas de arista

Las bóvedas de arista en las edificaciones históricas de Lorca están representadas por las bóvedas de la nave central y laterales de la Colegiata de San Patricio, características por sus grandes luces, con nervios no estructurales. Los daños han consistido en grietas de separación entre plementos y muros además de las características grietas de Sabouret previas al sismo de 2011 (figura 4.163).



Figura 4.163. Colegiata de San Patricio. Bóveda nave lateral.

Igualmente, las bóvedas de arista rebajadas están representadas en las naves laterales de la Iglesia de Santiago (figura 4.164) y los claustros del antiguo convento de San Francisco y el antiguo Convento del Carmen, donde los movimientos sísmicos del 2011 han supuesto el incremento de grietas en bóvedas ya deterioradas por el mal estado de conservación (figura 4.165).



Figura 4.164. Iglesia Santiago. Bóveda nave lateral.



Figura 4.165. Claustro de San Francisco. Bóveda galería.

En el antiguo claustro del Carmen, las bóvedas de las esquinas NO y SE ya habían sufrido desplomes parciales antes de mayo de 2011 motivado por el mal estado de conservación en las últimas décadas. En 2008 se produjo el colapso de la bóveda de la esquina SE del claustro. El mayor deterioro en estas estructuras fue provocado por las lluvias torrenciales de septiembre de 2012, cuando la filtración de agua en las zonas deterioradas de cubierta y encuentros con muros de cerramiento hicieron colapsar cinco tramos del ala E.

4.3.3.2.2. Bóvedas de cantería

La bóveda de la capilla de la Virgen del Alcázar de la Colegiata San Patricio de Lorca es una de las bóvedas tóricas singulares construidas en el sur de la península Ibérica en el siglo XVI. Las irregularidades aparentes en la distribución de sus nervios hizo dudar de esta geometría de la superficie. El levantamiento de la pieza mediante escáner láser 3D y fotogrametría de imágenes cruzadas (Calvo *et al*, 2013) ha permitido conocer que la bóveda está formada por dos partes, para adaptarla a un esviaje preexistente. Una de estas secciones es tórica y la otra no, pero ambas son geométricamente coherentes. Los desajustes entre los nervios de una y otra se deben a esta circunstancia y no se apreciarían si ambas porciones no estuvieran yuxtapuestas[101]. Los daños en esta capilla se han producido en el arco de medio punto del altar mayor de esta capilla, donde las dovelas de la clave han resultado fracturadas (figura 166). No se han producido daños en la bóveda del altar mayor resulta con bóveda de cañón por cruceros (nervaduras formando retículas ortogonales) y bóveda de horno avenerada cuyas dovelas forman los gallones y estrías.

[101] CALVO LÓPEZ, J. ALONSO RODRIGUEZ, M.A., NATIVIDAD VIVÓ, P., 2013, *La Bóveda de la Capilla de la Virgen del Alcázar en San Patricio de Lorca. Experimentación geométrica en la arquitectura Renacentista del sur de España.* Revista de Expresión Gráfica Arquitectónica. UPV. http://polipapers.upv.es/index.php/EGA/article/view/1679.



Figura 4.166. Colegiata de San Patricio. Capilla Virgen del Alcázar.

En el Palacio Guevara, la escalera está situada en una de las pandas y no se diferencia volumétricamente aunque si dispone de cúpula. En la escalera principal se produjo la apertura de juntas de los bloques de sillería en el encuentro de los dos tramos de conforman el desarrollo de la misma, así como el desplazamiento de la clave del arco en la puerta de entrada a la escalera desde el patio.

4.3.3.2.3. Bóvedas de mampostería

Las bóvedas de mampostería están representadas en el castillo de Lorca, tanto en los aljibes como en la edificación destinada a polvorín construida en el XIX como parte de las baterías de defensa donde son característicos los lunetos y en la reestructuración de la Puerta del Pescado en la zona oriental del recinto amurallado. En el caso de los aljibes los daños ha sido leves motivado por su posición bajo rasante. En la bóveda del antiguo polvorín se han producido grietas longitudinales en la zona central debido a su posición ortogonal a la dirección media NO-SE.

4.3.3.3. Cúpulas

4.3.3.3.1. Cúpulas tabicadas

Las cúpulas tabicadas están constituidas por una cáscara de dos roscas de ladrillo tabicado reforzadas por costillones de ladrillo dispuestos de forma radial y sin macizar los arranques.

4.3.3.3.1.1. Cúpulas tabicadas semiésfericas

En la cúpula de la Capilla del Rosario, el agrietamiento se produjo a la altura de la parte superior de los óculos con desplazamiento horizontal y pérdida de la decoración pictórica en esta zona de fractura (figura 4.167) La zona hormigonada marcó la línea de fractura con un desplazamiento de 14 cm en la dirección media del movimiento sísmico NO-SE. Los daños producidos en la cúpula de la Iglesia de Virgen de las Huertas consistieron en la fractura

horizontal sin desplazamiento de la bóveda tabicada de dos roscas con pérdida de las pinturas murales en la zona fracturada (figura 4.168).



Figura 4.167. Capilla del Rosario. Cúpula.



Figura 4.168. Iglesia Virgen de las Huertas. Cúpula.

En la cúpula de la Iglesia de San Juan, previo al sismo del 2011, eran visibles grietas verticales que recorrían el eje de cada uno de los cuatro segmentos coincidentes con la vertical las pechinas, partiendo el dintel del vano y la cornisa ondulada así como la zona superior de dos de dichas pechinas. La intervención de apeo de los arcos del crucero y de las capillas laterales con muros de bloques de hormigón realizada en 1992 ha evitado nuevos daños en la cúpula de la Iglesia. El crucero de la Iglesia del Carmen está cubierto con cúpula semiesférica rebajada sobre pechinas, anillo ondulado, tambor cilíndrico al interior y octogonal por fuera iluminado con ventanas. El agrietamiento horizontal se produjo a la altura de los dinteles de los vanos del tambor, al igual que en la cúpula de la Iglesia de San Mateo (1890-97), a la altura de los dinteles de las ventanas (figura 4.169).



Figura 4.169. Iglesia de San Mateo. Cúpula.

4.3.3.3.1.2. Cúpulas tabicadas semiesférica rebajadas

En la iglesia de San Francisco la cúpula semiesférica rebajada y con tres ventanas ovaladas, emerge de una cornisa ornamentada destacando por su importancia volumétrica en el crucero. La fractura se produjo según líneas verticales de fractura con desplome de parte de

la superficie semiesférica a diferencia de las líneas de fractura horizontales de las cúpulas anteriormente descritas (figura 4.170).



Figura 4.170. Iglesia de San Francisco. Cúpula.

En la iglesia de San Cristóbal, el crucero se cubre con bóveda muy rebajada sobre pechinas, manifestando su volumen al exterior con la sobreelevación de la cubierta a cuatro aguas. La cúpula ha sufrido daños en la zona de unión con el muro de fachada posterior producido por el martilleo con dicho muro (figura 4.171).



Figura 4.171. Iglesia de San Cristóbal. Cúpula.

4.3.3.3.1.3. Cúpulas tabicadas elípticas

El comportamiento estructural de la cúpula de la escalera del Conservatorio ha sido similar a las cúpulas con vanos adintelados donde el agrietamiento se ha producido en la parte superior del dintel en los segmentos de la elipse orientados según la dirección NO-SE. En este caso ha sido posible documentar la evolución del daño en un período de tiempo que alcanza casi los tres años (figura 4.172).



Figura 4.172. Conservatorio. Cúpula escalera.

4.3.3.3.2. Cúpulas de cantería

Este tipo está representado por la pequeña cúpula semiesférica de la escalera de caracol de acceso a la planta primera de la torre y acceso a las cubiertas de la girola de la Colegiata de San Patricio. En ella es visible una pequeña grieta vertical producida en la junta de las dovelas.

4.3.4. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE MADERA

4.3.4.1. Forjados / Alfarjes

El alfarje es un techo de madera horizontal y entrelazada que en muchos casos se labra y se pinta adicionalmente. La estructura del alfarje se realiza a través de una serie de vigas maestras denominadas jácenas. Sobre la jácena puede colocarse un segundo orden de vigas denominadas jaldetas, cruzadas perpendicularmente y bien sujetas a las primeras. Está representado en Lorca por en el antiguo Pósito de Panaderos y en la Casa de los Irurita.

En la Casa de los Irurita los forjados de madera de pino corresponden a dos tipologías: un primer artesonado de mediados del XVI (1556-1564) conservado en la crujía oeste en planta baja, con jácenas talladas y ménsulas con decoración en hojas de acanto, y un segundo artesonado de finales del siglo XVI, más sencillo con vigas y pequeños listones formando rectángulos con escasa profundidad y con la característica decoración en espiga del siglo XVI-XVII.

El patio está formado por cuatro columnas de madera sobre pedestal de piedra en planta baja, disposición que se repite en planta primera. La planta segunda fue habilitada como espacio de viviendas en el siglo XX a partir de la eliminación de las vertientes a cuatro aguas del patio, estando la estructura de madera realizada a imitación de la planta primera.

Los daños en las estructuras de pilares de madera del patio y artesonados de planta baja han sido leves, motivado en parte por la compartimentación preexistente que ha arriostrado dichas estructuras. En las plantas primera y segunda se ha producido pérdidas de

verticalidad en algunos de los pilares con colapso parcial del forjado de la galería este de planta segunda (figura 4.173).



Figura 4.173. Casa de los Irurita. Patio.

Los forjados de grandes vigas de madera y viguetas con revoltones están representados en los grandes complejos conventuales y en las casas palacio. Las crujías del antiguo convento de San Francisco son diferentes según su fase de construcción y su pertenencia al primer claustro o al segundo. En el primer claustro se disponen grandes vigas de madera en sentido perpendicular a la dirección de la crujía y viguetas entre ellas. La galería de dicho claustro son bóvedas de yeso ancladas a rollizos de madera. En el segundo claustro los forjados se resuelven mediante viguetas de madera y revoltones de yeso, con separación entre muros de carga que llegan a los siete metros. Los daños han sido leves con grietas en los revoltones de yeso dependiendo de la dirección del forjado en relación a la orientación NO-SE.

Los daños producidos por un sismo en este tipo de forjados puede ser especialmente grave en los forjados pintados como es el caso de la sala noble con la decoración pictórica del techo de viguetas y revoltones sobre vigas y ménsulas de madera tallada y dorada de finales del siglo XVII de la Casa Guevara[102]. La superficie pintada se divide en cuatro calles con jácenas caracterizadas por la presencia de un mismo tipo de talla y dorado en las tres caras con querubines y pintura al temple imitando mármoles. Las viguetas están talladas con motivos de hojas. El sísmo de 2011 ha ocasionado el desprendimiento de pequeños fragmentos de soporte y capa pictórica de los revoltones, así como la separación entre vigas y viguetas en la zona próxima a la esquina NO del salón (figura 4.174). En los forjados del Palacio Guevara los daños se produjeron en parte de la superficie de las salas de la planta primera por la rotura del pavimento cerámico valenciano del siglo XVIII.

[102] GARCIA SANDOVAL, J., MEDINA PRECIOSO, M.L., 2008, *Estudio Histórico-Artístico y de la Arqueología de la Arquitectura de la Casa Guevara*. Expediente 493/2008. Servicio de Patrimonio Histórico. DGBC. CARM.



Figura 4.174. Casa Guevara. Forjado de vigas de madera y viguetas con revoltones.

4.3.4.2. Cubiertas de madera

Las cubiertas tienen su propia estructura autoportante de madera a base de cerchas, correas y pares, siendo la predominante en Lorca la de par y nudillo con tirantes que arriostran los estribos, incluso cuando las cerchas y correas ya se habían generalizado.

Las acciones sísmicas horizontales pueden causar el colapso por la pérdida de conexión entre muro y cubierta. Los principales factores negativos son la filtración de agua que deterioran las estructuras de madera y la permeabilidad al agua sobre las paredes con los consiguientes efectos de lavado de morteros.

Durante el XVI, las cubiertas de madera de muchas de las iglesias fueron sustituidas por bóvedas tabicadas como es el caso de la iglesia del convento franciscano de la Puerta de Nogalte (1561-1565). En 1636 se modificó la estructura inicial con el cambio de la cubierta primitiva. En la Iglesia de Santo Domingo la cubierta era de madera, a excepción de la cabecera y sacristía, que quedó oculta tras la bóveda incorporada posteriormente. A diferencia de la tipología generalizada de par y nudillo, las pendientes de cubierta de la Iglesia de San Cristóbal están formadas por los muros de carga sobre los arcos fajones sobre los que apoyan los rollizos.

En la Estación de ferrocarril los forjados eran de vigas de madera con bovedillas macizas de yeso. Las cubiertas eran a cuatro aguas con teja plana característica de la arquitectura del XIX sobre cerchas de madera triangulares apoyadas sobre los muros Norte y Sur, formadas por pares y tirantes, con un montante central y dos laterales unidos por estribos metálicos. Se produjeron graves daños en el hall donde se realizaba la venta de billetes, cafetería y baños, por el impacto de parte del forjado de madera sobre los falsos techos de estas dependencias.

Las estructuras de cubierta de la Colegiata en la nave central son de par y nudillo. En las cubiertas de la girola se han sucedido intervenciones de rehabilitación desde 1943 con los proyectos de conservación del Ministerio de Instrucción Pública y Bellas Artes, con actuaciones en cubierta, torre y girola. Posteriormente se acometieron los proyectos desde 1977 a 1983,

donde están documentados seis vinculados con la reparación de las cubiertas[103]. Los cambios más importantes en sus estructuras de cubierta se produjeron en la girola cuando las estructuras de madera se sustituyeron por forjados de viguetas de hormigón pretensado con refuerzo metálico, tablero cerámico y capa de compresión de hormigón. También se modificó la estructura de la cubierta de la nave principal al colocarse una losa de hormigón de poco espesor y ligeramente armada, no unida a los pares y durmientes de madera, pero cuyo incremento de peso ha originado el aumento del número y dimensión de las grietas de las bóvedas y paramentos de la nave central tras el sismo de 2011[104].

Esto no fue así en la Iglesia de Santiago y la Iglesia del Convento de las Clarisas cuya losa de hormigón armado era de 20 cm de espesor medio colocada sobre las estructuras de madera originales de sus cubiertas: cerchas en el caso de las Clarisas y vigas y correas en Santiago, añadiendo rigidez a dichas cubiertas, provocando el colapso de las mismas en el caso de las Clarisas.

4.3.4.3. Bóvedas encamonadas

La construcción de camarines en Lorca corresponde a las primeras décadas del siglo XVIII. En la iglesia de Virgen de las Huertas y Capilla del Rosario los camarines disponen de pequeñas cúpulas en madera que no tenido lesiones tras el sismo de 2011.

4.3.5. TORRES

4.3.5.1. Torres campanario

El comportamiento estructural de las torres depende de su condición de torres aisladas o vinculadas a otras edificaciones colindantes. La restricción al movimiento por la presencia de edificios adyacentes implica un cambio de altura libre pudiendo la torre oscilar libremente desde esa altura no vinculada. Además, el cuerpo de campanas es un elemento particularmente vulnerable por la presencia de grandes aberturas.

Las torres unidas a edificios colindantes tienen limitados los movimientos en ambas direcciones del sismo, tanto la ortogonal como la paralela. Se caracteriza por bruscos cambios en la rigidez a lo largo de la altura por la presencia de estructuras adyacentes. En los casos en los que el vínculo esté muy alto la altura libre total de la torre afectada por la acción sísmica se reduce y su comportamiento depende de la altura entre la cota de vinculación hasta el centro de gravedad de la cubierta. La comprobación de daños por martilleo debe realizarse por separado, mediante un estudio más detallado de las estructuras implicadas.

En Lorca, la mayoría de torres campanario están vinculadas a las estructuras murarias de las iglesias anexas, siendo la que se encuentra más libre de estructuras colindantes la iglesia del convento de Virgen de las Huertas. Esta torre fue levantada junto con la capilla funeraria anexa en la cabecera del templo tras el desplome en 1901 de la anterior situada a los pies de la iglesia.

---

[103] GRANADOS GONZÁLEZ, J., 2010. "La restauración del patrimonio de Lorca en las décadas de 1960-1970. La obra de Pedro A. San Martín Moro". *Revista Alberca,* 8, 159-180.

[104] DE LA HOZ MARTINEZ, J. 2012. "Comportamiento de la excolegiata de San Patricio en Lorca tras el terremoto de mayo de 2011". *Revista Alberca,* 10, 225- 246.

En la torre de Virgen de las Huertas, el último cuerpo de ladrillo y la cúpula de remate colapsaron con el segundo movimiento sísmico produciéndose el desplome del material sobre las cubiertas de la Iglesia y el entorno próximo de la plaza. En el cuerpo de campanas, de planta octogonal con vanos en cada cara, la direccionalidad del movimiento sísmico se pudo constatar en el desplazamiento de las claves de los arcos de ladrillo de los vanos de las caras orientadas a NO, N y NE (figura 4.175).



Figura 4.175. Torre Iglesia Virgen de las Huertas.



Figura 4.176. Torre Iglesia de Santiago.

Las torres de las Iglesias de San Francisco, San Mateo y Santiago tienen vinculados dos de sus cuatro lados. En la torre de la Iglesia de Santiago, construida en el siglo XX, las grietas en el cuerpo de campanas fueron mayores en las dos caras orientadas según la trayectoria de máxima deformación, con desplazamiento de la clave de los arcos de ladrillo que conforman los vanos (figura 4.176). En la Torre de San Francisco los daños consistieron en grietas verticales e inclinadas en las caras no vinculadas. En los arcos de los vanos del cuerpo de campanas se produjo el desplazamiento de las claves con mayores deformaciones en las fachadas orientadas en la dirección NO-SE (figura 4.177), al igual que ocurrió con la deformación del orbe[105]. En la torre de la Iglesia de San Mateo se produjo el desplazamiento horizontal del cuerpo de campanas y el giro del remate piramidal[106], así como el desplome de los grandes sillares de la cornisa superior en la cara NE de la torre y giros en los sillares que forman los pináculos.

[105] CARAZO DIAZ, N. "Iglesia de San Francisco de Lorca (Murcia). Antes y después del 11 de mayo". *Revista Alberca*, 10, 107-142.

[106] DE LA HOZ MARTINEZ, J. 2012. "La restauración de la iglesia de San Mateo en Lorca tras el terremoto de mayo de 2011". *Revista Alberca,* 10, 207-224.



Figura 4.177. Torre de la Iglesia de San Francisco.



Figura 4.178. Torre de la Iglesia de Santa María.

De los datos aportado por el estudio de sismicidad histórica (Muñoz *et al*, 2012) se conoce que las edificaciones históricas más afectadas por el sismo de agosto de 1674 fueron las Iglesias altas y más concretamente sus torres[107]. La torre de la Iglesia de Santa María fue construida en el siglo XVI. Es de planta rectangular de dos cuerpos. En el primer cuerpo es visible la grieta diagonal que recorre la cara del primer cuerpo orientada a SO previa al sismo de 2011 al no haber tenido la torre anteriores intervenciones de consolidación. En 2010 se ejecutó la consolidación y el arriostramiento exterior de la torre mediante perfiles metálicos situados tanto en la zona superior del primer cuerpo como en dos niveles en el cuerpo de campanas. En el sismo de 2011 los daños consistieron en la rotura de las dovelas de los arcos en los vanos de la cara S y E del cuerpo de campanas (figura 4.178).

En la Torre de San Pedro, se produjo la ruina parcial del cuerpo superior en 1674. El sismo de 2011 provocó el grietas diagonales en las caras de los cuerpos superiores en la torre siendo la grieta de la cara orientada a SE (paralela a la dirección media NO-SE) la más importante. Igualmente se produjo el desplazamiento de las dovelas de la clave en los huecos de las caras de la torre orientadas a NO-SE (figura 4.179).

En la Iglesia de San Juan, como consecuencia de los daños sufridos en 1674 se derribó parte de la torre en 1675. Es cilíndrica en la base con el cuerpo superior octogonal y estuvo almenada hasta la segunda mitad del siglo XVIII como signo de su carácter vigía desde el siglo XV. En la torre los daños consistieron en grietas inclinadas en el segundo cuerpo octogonal en ladrillo. En los arcos de los vanos se produjo la fractura y desplome de la clave del arco de

[107] MUÑOZ CLARES, M., FERNÁNDEZ CARRASCOSA, M., ALCOLEA LÓPEZ, M.O., ARCAS NAVARRO, M.C., ARCAS RUIZ,N., CARO DEL VAS, P., CRUZ LÓPEZ, M.T., GARCÍA POVEDA, M., GARCIA VALERA, M.A., LLAMAS MARTINEZ, B., RUIZ LLANES, A.E. " Sismicidad histórica y documentación municipal: el caso de Lorca". *Revista IGME*: *El terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011*, 4, 415-429.

ladrillo de los huecos orientados según la trayectoria de máxima deformación (NO-SE), quedando fracturados sin producirse la caída los arcos en los cerramientos del octógono perpendiculares a la orientación NO-SE[108] (figura 4.180).



Figura 4.179. Torre de la Iglesia de San Pedro.



Figura 4.180. Torre de la Iglesia de San Juan.

La torre de la Iglesia de San Cristóbal se encuentra vinculada en tres de sus caras. Fue finalizada en 1651 y tras el sismo de 1674, motivado por la situación de ruina en la que se encontraba, con grietas en la torre hasta su tercer cuerpo, se realizaron obras de consolidación en los años 1742-44. La torre campanario actual es de mediados del siglo XIX. En el cuerpo de campanas los daños consistieron en el desplazamiento de la zona central de los arcos de ladrillo y el agrietamiento de la zona de cornisa por cizalla en las caras paralelas a la dirección NO-SE. Igualmente, la torre sur de la fachada de la Capilla del Rosario, vinculada en tres de sus caras, los daños se produjeron en el cuerpo de campanas con la fractura de los arcos a la altura del arranque produciendo el desplazamiento horizontal de la zona superior.

La Torre de la Colegiata se levantó en la ubicación que inicialmente estaba destinada a una de las capillas de la girola, originando una torre de planta poligonal irregular de ocho lados, construida a partir de los perímetros preexistentes de la estructura radial de la girola. En época renacentista solo se construyó el cuerpo bajo y el primer cuerpo que ocupa la sacristía. La torre fue continuada en época barroca y concluida en 1780 casi al mismo tiempo que las salas capitulares unidas con la fábrica de la Colegiata cerrando el espacio urbano de la Plaza Mayor en esta esquina, con paso inferior a través del arco de inicio de la calle Cava. La planta poligonal pasa a ser de diez lados en el cuarto y último cuerpo con vanos en cada una de las caras.

[108] GINER-ROBLES, J.L., PÉREZ-LÓPEZ, R., SILVA BARROSO, P., RODRÍGUEZ-PASCUA, M.A., MARTÍN GONZÁLEZ F., CABAÑAS, L. 2012. "Análisis estructural de daños orientados en el terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011". *Revista IGME*. *El terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011*, 4, 503-513.

La torre fue rehabilitada en el año 2009 con la incorporación de una nueva escalera de planta cuadrada de cuatro tramos, así como los cuatro forjados intermedios que se ejecutaron recuperando los niveles preexistentes. Los forjados están formados por cuatro cerchas metálica ancladas a los muros de cerramiento, ladrillo bardo, hormigón aligerado y pavimento cerámico. La disposición de las cerchas metálicas forma una cuadrícula estando dispuestas dos paralelas al muro de cierre de la girola y dos perpendiculares, creando un hueco central donde se ubica la escalera diseñada con zancas metálicas centrales, mesetas y peldaños de madera laminada, estando suspendida de los forjados. En los sillares de los muros de la torre no se produjeron daños apreciables, sin apenas desplazamientos en las dovelas de la clave de los arcos, a excepción de la cara orientada a E, quedando evidenciado el suficiente arriostramiento ejercido por las vigas metálicas de los cuatro forjados en el comportamiento estructural de la torre (figura 4.181).



Figura 4.181. Torre de la Colegiata de San Patricio.

4.3.5.2. Torreones de casas palacio

La disposición de las cajas de escalera rematadas con torreones en la tipología de viviendas hace que sean el punto más vulnerable de toda la edificación. Frente al cuerpo compacto del conjunto edificado, el volumen diferenciado de la caja de escaleras es un elemento esbelto que ha acusado las acciones horizontales del sismo con agrietamientos y vuelcos parciales de sus muros.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BELDA NAVARRO, C., HERNÁNDEZ ALBADALEJO, E. (2006): *Arte en la Región de Murcia. De la Reconquista a la ilustración,* Colección Monografías Regionales, 6. Comunidad Autónoma de la Región de Murcia.
GIUFFRE, A. 1988. *Monumenti e terremoti, aspetti statici del restauro*. Scuola di specializzazione per lo estudio ed il restauro dei monumenti. Università degli studi di Roma La Sapienza. Multigrafica editrice. Roma.
MARTÍNEZ RODRÍGUEZ, A., 2012, *Las fuentes arqueológicas para la reconstrucción histórica de Lorca entre la segunda mitad del siglo XII y la primera mitad del siglo XIII*. Tesis doctoral disponible en: http://digitum.um.es/xmlui/handle/10201/28934.

MUÑOZ CLARES, M., 1996, *El Convento Franciscano de la Virgen de las Huertas. Historia e iconografía de un templo emblemático y de su imagen titular*, Publicaciones Instituto Teológico Franciscano.

SEGADO BRAVO, P., 2012, *Lorca Barroca*, Editum, Universidad de Murcia.

Monográficos sobre el sismo de Lorca:

2012: Revista Patrimonio Cultural de España. Patrimonio en riesgo: seísmos y bienes culturales, 6,Ministerio de Educación, Cultura y Deporte.
2012: Revista IGME. El terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011, 4. (2012), Instituto Geológico y Minero de España. Ministerio de Economía y Competitividad.
2012: Revista Alberca, 10, Revista de la Asociación de Amigos del Museo Arqueológico de Lorca.

BIBLIOGRAFIA

ARRIAGA MARTITEGUI, Francisco, et al. *Intervención en estructuras de madera*. Madrid: AITIM Asociación de Investigación Técnica de las Industrias de la Madera y Corcho, 2002. ISBN: 84-87381-24-3.

GAVÍN BONED, Manuel. *Elementos de Construcción*. Madrid: Editorial Dossat S.A., 1943.

ESPASANDIN LÓPEZ, Jesús; GARCIA CASAS, J Ignacio. *Apeos y refuerzos alternativos*. Madrid. Munilla-Lería, 2002. 634 p. ISBN: 84-89150-53-2.

HEYMAN, Jacques. *Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica*. Huerta Fernández, Santiago (ed.). Madrid: Instituto Juan de Herrera, 1995. 399 p. ISBN: 84-7790-213-5.

HUERTA, Santiago. *Arcos, bóvedas y cúpulas: geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera, 2004. 623 p. ISBN: 84-9728-129-2.

MARTÍNEZ-DÍAZ, J.J.; RIGO, A.; LOUIS, L.; CAPOTE, R.; HERNÁNDEZ-ENRILE, J.L.; CARREÑO, E.; y TSIGE, M.; (2.002) *Caracterización geológica y sismotectónica del terremoto de Mula (febrero de 1999, Mb: 4,8) mediante la utilización de datos geológicos, sismológicos y de interferometría de RADAR (INSAR).* . Boletín Geológico y Minero, 113 (1): 23-33. Madrid

Martinez-Diaz, J.J.; Rodriguez-Pascua, M.A.; Pérez, R.; Garcia J.; Giner, J.L.; Martin-González, F.; Rodriguez, M.; Álvarez, J.A.; e Insua J.M. (2.011) *Informe Geológico preliminar del Terremoto de Lorca del 11 de Mayo de 2.011. 5,1 Mw.* Instituto Geológico y Minero de España. Madrid

MARTÍNEZ SOLARES, J.M. (2.001) *Los efectos en España del terremoto de Lisboa -1 de noviembre de 1755-* Dirección General del Instituto Geográfico Nacional. Madrid

MUÑOZ A. Y CIRUJANO C. Conclusiones de las Jornadas de Patrimonio en riesgo. El seísmo de Lorca. 2.011. *Revista Cultural de España,* 6. 15-17

MAS-GUINDAL LAFARGA, Antonio José. *Mecánica de las estructuras antiguas ó cuando las estructuras no se calculaban*. De Miguel Rodríguez, José Luis (prol.). Madrid: Munilla-Lería, 2011. 271 p. ISBN: 978-84-89150-90-4.

MORENO GARCÍA, F. *Arcos y Bóvedas*. 2ª ed. Barcelona: Ediciones CEAC S.A., 1961.172 p. D. L.: B-3202 1961.

RIVERA BLANCO, Javier. *De varia restauratione: teoría e historia de la restauración arquitectónica*. García-Otero, Juan María (prol.). Valladolid: R&R Restauración y Rehabilitación, 2001. 206 p. ISBN: 84-88337-30-2.

SEGADO BRAVO, Pedro. *La Colegiata de San Patricio de Lorca: arquitectura y arte.* 1ª ed. Murcia: Universidad de Murcia, Servicio de Publicaciones, 2006. 202p ISBN: 978-848371-645-8

SEGADO BRAVO, Pedro. *Lorca Barroca: arquitectura y arte.* 1ª ed. Murcia: Universidad de Murcia, Servicio de Publicaciones, 2012. 472 p. ISBN: 978-84-8371-613-7.

Segado Bravo, P. (2.007). *La Colegiata de San Patricio de Lorca)*. Servicio de Publicaciones de la Universidad de Murcia.

ARTICULOS EN PUBLICACIONES

DE LA HOZ MARTINEZ, Juan de Dios. *Alberca. Revista de la Asociación de Amigos del Museo Arqueológico de Lorca.* Nº 10 (2012) “La restauración de la iglesia de San Mateo en Lorca tras el terremoto de mayo de 2011” p. 207-224; “Comportamiento de la ex colegiata de San Patricio en Lorca durante el terremoto de mayo de 2011. Actuaciones de emergencia y restauración” p. 225-246; “Análisis de la iglesia de Santiago en Lorca (Murcia) tras el terremoto de mayo de 2011 y propuestas para su recuperación” p. 247-276; “Iglesia de Nuestra Señora del Carmen, Lorca” p. 309-312.

DE LA HOZ MARTINEZ, Juan de Dios. “Efectos del terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011. Análisis de emergencia y enseñanzas futuras”. Boletín Geológico y Minero. Vol. 123 Nº 4 (Octubre – Diciembre 2012) p. 515-536.

GARCÍA MAYORDOMO, J. *Breve reseña sobre la Peligrosidad Sísmica en la Zona de Lorca.* Incluido en el anexo 1 del Informe Geológico preliminar del Terremoto de Lorca del 11 de Mayo de 2.011. 5,1 Mw. Instituto Geológico y Minero de España. Madrid (2.011)

ARTICULOS EN PUBLICACIONES ELECTRÓNICAS

DE LA HOZ MARTINEZ, Juan de Dios. “Terremoto en Lorca: consecuencias y actuaciones sobre el patrimonio religioso”. *Patrimonio Cultural de España* [en línea]. 2012, Nº 6 [ref. de 2014-02-17] p. 107-121. Disponible en Internet:
<http://www.mcu.es/patrimonio/docs/MC/IPHE/PatrimonioCulturalE/N6/PCE6_Revista.pdf

CAPÍTULO III

INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN DE DAÑOS EN SITUACIÓN DE EMERGENCIA DEBIDO AL SISMO EN EDIFICIOS

5. METODOLOGÍA GENERAL DE LA INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN DE DAÑOS

Juan Roldán Ruiz
Dr. Arquitecto. Escuela Politécnica Superior. Miembro del grupo de investigación TECNOS. UCAM

Juan Gómez Acosta
Dr. Arquitecto. Escuela Politécnica Superior. Miembro del grupo de investigación TECNOS. UCAM

Juan Luis Ballesteros Galante
Arquitecto. Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia. COAMU

5. METODOLOGÍA GENERAL DE LA INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN DE DAÑOS

5.1. INTRODUCCIÓN

El objetivo del tema es dejar descritos los aspectos específicos a tener en cuenta para llevar a cabo una inspección y evaluación en el periodo de emergencia como consecuencia de un terremoto con daños relevantes en una localidad, o zona, afectada por sus acciones.

Se debe entender como periodo de este análisis el que afecta preferentemente a las 48-72 horas siguientes a las sacudidas y, en una situación extrema y por necesidades cuantitativas el que implica a las 120 horas desde el fenómeno. Es decir, lo que sigue recogerá una metodología general de la inspección centrada en el periodo antes indicado así como el sistema de evaluación de daños con carácter rápido, casi inmediato, quedando el proceso de evaluación pormenorizado analizado en otros documentos dependientes de la Consejería de Política Territorial y Obras Públicas y otros colaboradores, si bien en este capítulo se acompaña el *Anexo A: ejemplo de Procedimiento de Actuación Global (PAG) aplicado tras los terremotos de mayo de 2011 en Lorca,* contiene la relación del conjunto de una de las actuaciones que se llevaron a cabo tras aquellos terremotos y que abarca todo el proceso de intervención desde algunas características de aquellos sismos, pasando por el periodo de emergencia y hasta la reparación casi completa de los daños ocasionados, pero tales aportaciones sólo se acompañan con carácter descriptivo y tienen como justificación poder ubicar la metodología en la fase de emergencia, que es la que ahora nos interesa, dentro de un proceso más amplio, lo que permite entender la forma, medios y objetivos que se persiguen en esos dos ó tres días, que serán muy distintos a los que tendrán que venir en momentos posteriores.

En lo que sigue se recoge la metodología general de la inspección en fase de emergencia y el proceso de evaluación rápida de daños, consecuencia de varias experiencias sobre terremotos ocurridas en la Región de Murcia, en sus cercanías y en otras zonas fuera de España, cuyas acciones nos son familiares por la bibliografía disponible y por nuestra participación directa. Sin embargo, la referencia más cercana para nosotros, en el tiempo y en el espacio, lo representan los daños, las inspecciones, las evaluaciones, los criterios y las intervenciones que se llevaron a cabo en Lorca tras los terremotos de mayo de 2011.

5.2. IDENTIFICACIÓN DE DAÑOS: ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES

La inmediata distinción entre daños estructurales y no estructurales es una cuestión imprescindible en el proceso de inspección y evaluación, entre otras cuestiones por la necesaria seguridad con que tiene que darse la inspección y la evaluación de los agentes que las llevan a cabo así como al resto de la población. Sin embargo, ya han sido muchas las situaciones dadas tras terremotos donde los daños no estructurales han generado, o potencialmente son capaces de generar, riesgos sobre la población y sobre todos los agentes intervinientes tanto o más importantes que los estructurales, por lo que su distinción no lo es,

de forma directa, para distinguir entre daños importantes y daños no importantes, sino para tener criterios suficientes a la hora de la toma de decisiones y la forma de responder a los riesgos que generan. Es decir, frente al daño sísmico debe desterrarse la idea de que los daños estructurales son los importantes y los daños no estructurales los secundarios, pues desde el punto de vista de las victimas que pueden generar y desde el orden económico que implican ambos son de gran importantica.

Analizando aspectos derivados de daños registrados en terremotos previos, y centrándonos en el cuerpo tipológico principal de las edificaciones habituales en nuestro entorno, esto es, las de entramados de hormigón armado construidas desde mediados de los años 70 hasta nuestros días, los daños presentan características que permiten agruparlos en tipos comunes. Así, y atendiendo a la clasificación deducible de la actual Ley de Ordenación de la Edificación (Ley 38/1999 de 5 de noviembre), en sus artículos 17 a 19, ambos inclusive, los daños provocados en los inmuebles pueden agruparse, para su descripción, en tres tipos:

- Daños estructurales: fundamentalmente en pilares, en especial en las plantas bajas.

- Daños constructivos: en albañilerías, tabiquerías, etc.

- Daños en acabados: en revestimientos, pinturas, escayolas, etc.

Los daños estructurales fundamentales se suelen dar en pilares, con especial afección a los pilares de las plantas bajas, las losas de escalera y algunos otros elementos estructurales de forma aislada. Los daños en pilares suelen presentarse, ordenados según su gravedad, en tres tipos: los que comportan roturas y desplazamientos de las cabezas respecto a las bases, en algunos casos de hasta 15 y 20 cm (figura 5.1); un segundo grupo que presenta grietas y/o fisuraciones en el tercio superior (muy habitual) o inferior pero sin desplazamientos; y por último, un tercer grupo que presenta otros con ligeros desprendimientos en el cuarto superior de algunas esquinas. En el mayor de los casos los daños se localizaron en la zona superior de los pilares, con muy escasa incidencia en los fustes intermedios y en los extremos inferiores, y en general con grietas y fisuras inclinadas con la horizontal entre 30º y 60º aproximadamente. Daños específicos, graves y muy extendidos se dan en pilares cortos, de gran rigidez respecto a su entorno, especialmente los que suelen servir de apoyo a los forjados elevados de los techos de garajes (figura 5.2) para permitir su ventilación u otros aspectos funcionales.






Figura 5.1. Algunos pilares con roturas y desplazamiento.

Las losas de escalera sufren daños en los cambios de plano, con peor resultado en aquellos quiebros con armaduras traccionadas y con expulsión al vacio. También se registran desgarres en las zonas de enlace con los pilares que las bordeaban, si bien, de los enlaces losa-pilar son estos últimos los más afectados.

También se suelen dar daños estructurales en algunos, pocos, pilares de las plantas altas, sin criterio general que los agrupe, pues se registraron daños en pilares de las plantas primeras, pero también en las intermedias sin continuidad en las plantas altas inmediatas superiores o inferiores, en pilares de esquina y nivel intermedio, en pilares de las últimas plantas y, en más número, en pilares de colindancia con distintos niveles de forjados entre edificaciones adyacentes.




Figura 5.2. Pilares cortos agotados.

Algunas vigas, zunchos y nervios de forjados también suelen resultar afectados, pero en pocos casos, y de forma muy localizada. Los edificios construidos con vigas de cuelgue, muy habituales hasta el tercio final del siglo XX, pueden registrar daños en las vigas de tipo moderado, si bien algo más generalizados que en aquellos edificios con forjados de vigas planas o reticulares (cuyos daños se suelen centrar en los pilares), con fisuraciones y desprendimientos en los extremos de las vigas, pero sin llegar a las situaciones tan críticas como las que comportan los daños en pilares de las plantas bajas, especialmente aquellas plantas con espacios compartimentados con divisiones de ladrillería tradicional, y aquellos que quedan confinados parcialmente entre cerramientos, paredes divisorias, medianeras, entre

cajas de escalera, etc., pues la rigidez de las tabiquerías, no tenida en cuenta en el proceso de cálculo durante el siglo XX, distorsiona mucho la respuesta de la edificación y, en especial, la respuesta de los elementos estructurales cuando las tabiquerías y cerramientos rompen por los efectos sísmicos pasando, bruscamente, la acción a los pilares, vigas, zunchos, nervios, etc.

Siendo los daños estructurales los más importantes a efectos de estabilidad y respuesta resistente, los daños constructivos pueden ser los más aparatosos, los que más extorsionaron las tareas de inspección y los más costosos frente a las reparaciones posteriores. Además, en no pocas ocasiones, pueden ser este tipo de fallos los que contribuyen, junto a otros factores, a las siempre lamentables víctimas mortales y a muchos de los heridos que la acción sísmica suele comportar. Así, por ejemplo, en mayo de 2011 en Lorca se dieron 9 victimas mortales y todas fueron el resultado de desprendimientos de petos, fracturas y caídas de cerramientos, cornisas, etc.

Es habitual que se den daños constructivos en elementos comunes como las cajas de escalera, en los zaguanes, en núcleos de ascensores, en paños concretos de fachadas, especialmente las de planta baja (figura 5.3) y algunas de plantas altas, en pretiles de cubierta, en cornisas y, en general, en elementos de albañilería tradicional que conforman los espacios de recepción, estancia y paso. También se dan desprendimientos de piezas de protección sobre chimeneas de ventilación, tipo *shunt*, sobre bajantes, etc. Igualmente se producen afecciones, generalmente leves, en algunas instalaciones generales: disloques en acometidas, cuadros, redes generales, llaves de corte, etc. Otros daños menores pueden producir disfunciones en carpinterías exteriores y en algunas de paso en el interior.





Figura 5.3. Daños en fachadas de planta baja.

En los espacios privativos, fundamentalmente en las viviendas, los daños constructivos esenciales suelen responder a roturas, grietas y fisuras en las tabiquerías (figura 5.4), que pueden variar entre aquellas viviendas cuyas tabiquerías quedan inservibles en casi su totalidad, hasta aquellas en las que el daño no llegaba a nada más que algunas fisuras leves o irrelevantes. En general, las tabiquerías más dañadas se localizan en las viviendas de las plantas primeras y van perdiendo intensidad conforme se avanzaba en altura.



Figura 5.4. Daños en tabiquerías de viviendas.

En cuanto a los daños en acabados, estos se dan en forma de grietas y dislocaciones en pavimentos de zaguanes, en algunos rellanos, en peldaños de escaleras, en revestimientos de zaguanes y cajas de escalera agrietados y desprendidos, en placas de escayola de falsos techos desprendidas (figura 5.5), agrietadas y en general desplazadas o partidas plenamente, enfoscados desprendidos y fisurados, y daños complementarios de los anteriores como en pinturas, embellecedores de puertas, barandillas, luminarias en zonas de paso, etc.



Figura 5.5. Desperfectos en falsos techos y en revestimientos.

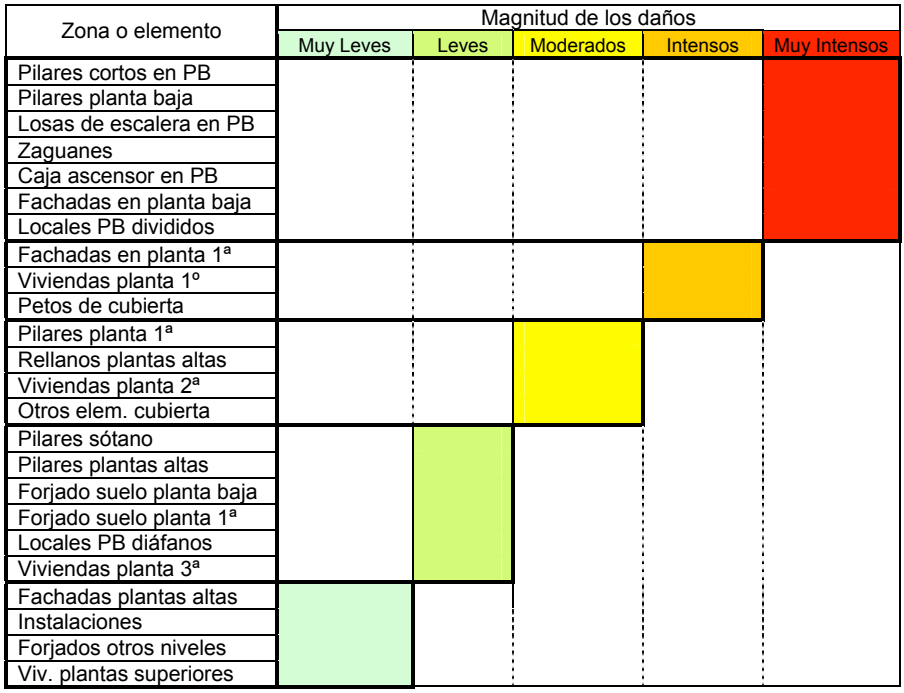


Figura 5.6. Resumen tipo y general de la magnitud y la localización esperada de los daños.

De la descripción de daños generales realizada interesa su agrupación, para poder preverlos por tipologías de lesiones o por la posición que ocupan sus elementos. En ese sentido, en la tabla de la figura 5.6 se ha incluido una relación de los elementos que suelen sufrir daños indicando su posición y ordenándola según su magnitud general. Queda evidente que los daños no tienen la distribución dicha en todos los edificios, que deberá ser objeto de análisis edificio por edificio, pero para el tipo de edificios que se dan en la Región y el margen de vulnerabilidad que representan, la distribución más esperada de daños es la que se refleja en la tabla anunciada, sirviendo de referencia para prever aspectos relevantes en el proceso de inspección y evaluación que se pretende.

5.3. ANÁLISIS DE LOS EFECTOS SOBRE LAS EDIFICACIONES Y SUS VULNERABILIDADES

Los efectos provocados en las edificaciones pueden agruparse según algunos criterios globales que permiten un intento de evaluación general según tres aspectos principales:

1. Como se ha expuesto en el apartado anterior, de los datos extraídos de recientes terremotos (p. e. Lorca, 2011), los daños estructurales más importantes se suelen presentar en los pilares de las plantas bajas, y generalmente en la zona superior de estos, fundamentalmente por el efecto de momento flector y esfuerzo cortante en tales zonas, por plastificación del hormigón de cada lado de la sección de hormigón, a unos 40-50 cm del forjado del techo de la planta baja y/o por agotamiento a corte. El reparto de las acciones sísmicas es máximo en los pilares de planta baja al acumularse el cortante que recogen las plantas altas y por ello, junto a otros factores, en los fustes de

los pilares de la planta baja su daño es esperablemente mayor. Sin embargo, debe prestarse una atención especial a que resulten mayoritariamente dañados los extremos superiores de los pilares, y no los inferiores, sobre todo atendiendo al reparto teóricamente constante del esfuerzo cortante en el fuste y al también teóricamente mayor momento flector en los extremos inferiores que no en los superiores. Es evidente, que condiciones de mejora del material en la zona inferior que en la superior, confinamientos mayores por los cerramientos y tabiques que los bordean, zonas de solapes de armaduras en pilares, etc., pueden ayudar a justificar el efecto, pero quizás la hipótesis actual de acciones equivalentes, que analiza el movimiento de la zona superior quedando impedida la inferior, deba ser cuestionada frente a la más real de que se mueva la zona inferior, la empotrada en el suelo, y la superior quede inmóvil durante los segundos esenciales para generar más empotramiento en las cabezas de los pilares que en sus bases, ya que pueden llegar a tener más capacidad de giro estas últimas al hacerlo el suelo y con él el cuerpo enterrado de la edificación. Lo dicho, que sólo se plantea como una hipótesis de trabajo del fenómeno puede entenderse como el que podría denominarse *efecto mantel*, representado esquemáticamente en la figura 5.7. Como se ve, los nudos inferiores de los pilares de planta baja pueden presentar más capacidad de giro que los superiores que quedan empotrados por el cuerpo casi indeformable de las plantas superiores, mientras que la sacudida del suelo hace que este se mueva de izquierda-derecha y de arriba-abajo (y viceversa), arrastrando al cuerpo semirrígido del sótano, generando un ligero giro en los nudos inferiores de los pilares de planta baja, que comporta un acercamiento del punto de inflexión de los pilares hacía la zona baja y con ello un incremento del momento flector del extremo superior y disminución en el extremo inferior, todo ello mientras que el esfuerzo cortante se mantiene prácticamente constante. (figura 5.7).

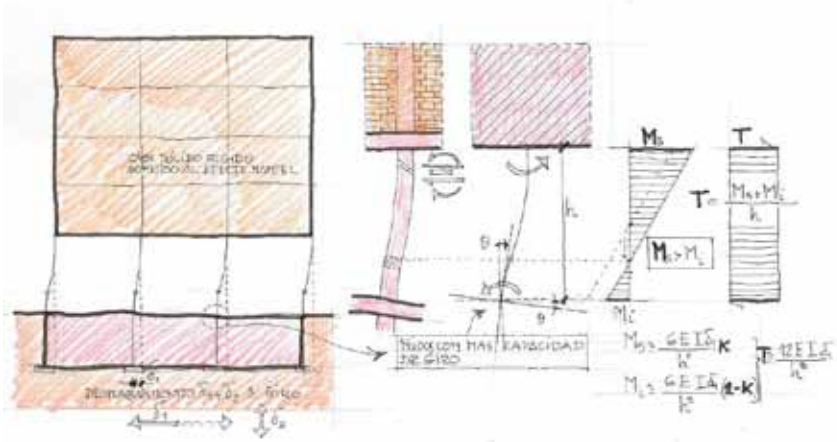


Figura 5.7. Esquema de uno de los comportamientos probables.

2. Las rigideces complementarias que ofrecen las tabiquerías de las plantas altas, en viviendas, frente a las débiles divisiones, o más flexibles, o no retacadas a los techos de los locales comerciales hace que los pilares cercanos a las zonas más rígidas de la planta baja, precisamente aquellas que suelen quedar coaccionadas por las albañilerías, reciban más acción. Así es esperable que suceda con pilares bordeados o embebidos en los zaguanes, cajas de escalera, de ascensor, fachada y/o esquinas de planta baja, etc. En general, en locales comerciales sin compartimentar las acciones se pueden repartir de forma más proporcional y general sobre los pilares, sin rigideces de divisiones que extorsionen en sistema esquelético estructural, contribuyendo todos los

pilares en lo que les corresponda y, en la mayoría de los casos, sin grandes daños que lleguen a colapsarlos, si es que fueron dimensionados adecuadamente, ya que de esta forma pueden responder realmente como fueron pensados en su fase de diseño y cálculo. Es decir, en plantas bajas diáfanas suelen predomina pilares poco afectados, pero en gran número, en contra de lo que suele ocurrir en plantas bajas muy compartimentadas, donde los dañados pueden darse en pocos pilares pero muy intensamente, algunos llegando al colapso parcial e incluso total.

3. La mayoría de los elementos de albañilería de las plantas bajas, y algunos de las plantas altas, con una rigidez importante y poca o nula capacidad resistente, ante las deformaciones tan extraordinarias provocadas por la acción sísmica sólo pueden romperse para poder acompañar en su deformación al que se considera esqueleto principal y resistente que es la estructura de la edificación, lo que en general permite al conjunto actuar con mayor capacidad de disipar energía, pero a costa de que tales deformaciones provocan en aquellos elementos no estructurales daños intensos, en muchas ocasiones irrecuperables, en elementos de albañilería, fachadas, divisiones, cornisas, recercados, antepechos, etc.

Los tres aspectos anteriores, junto con otros, pueden resultar muy útiles en la elaboración de recomendaciones prácticas en el diseño sismorresistente. Incluso, pueden ayudar a afinar el proceso de evaluación teórico-analítico pues sus factores, especialmente las rigideces que aportan los elementos de albañilería, modifican notablemente los comportamientos esperados de los entramados estructurales habituales, tratados como mallas esqueléticas cuando en realidad suelen responder más como un conjunto tupido y participado de varios elementos que actúan como estructura aunque no fueran pensados para ello.

5.4. INSPECCIONES Y EVALUACIONES EN FASE DE EMERGENCIA DENTRO DEL PROCEDIMIENTO DE ACTUACIÓN GLOBAL (PAG)

El proceso que exige la inspección y la evaluación de edificaciones en fase de emergencia (48-72 horas) no queda ajeno al procedimiento general y más amplio que abarca la totalidad de las intervenciones que desde el terremoto a la recuperación de la normalidad se deben afrontar en un periodo que se desarrolla en meses e incluso en años y que podemos denominar Procedimiento de Actuación Global (PAG).

La metodología del Procedimiento de Actuación Global, centrado en la intervención técnica, consta de varios momentos que abarcan desde el inmediato tras el terremoto, que se corresponde con la fase de emergencia que nos ocupa, hasta las acciones de ejecución de las obras necesarias para reparar los daños causados. Se excluye de la metodología la que podíamos denominar última intervención que consistiría en todo el proceso encaminado a la consolidación sísmica global de las edificaciones frente a futuros terremotos, pues tal acción debe estar a los criterios de la legislación vigente, no sólo sísmica, al implicar otros factores de índole económica, gestión promocional, derechos de propiedad privada y colectiva, etc., ajenos a la metodología aquí en cuestión. Las intervenciones asociadas a los distintos momentos del PAG son las que siguen:

- Evaluación en fase de emergencia e inmediata.
- Revisión de apuntalamientos y apeos.
- Intervenciones urgentes.
- Evaluación pormenorizada.
- Acciones e intervenciones finales.

Intervención	Formato	Descripción	Códigos de colores en edificios			Tiempo estimado Al origen
			Verde (V)	Amarillo (A)	Rojo (R)	
Fase de emergencia	Ficha 0.0	Evaluación de emergencia e inmediata	V	A	R	2-5 días
Revisión de apuntalamientos	Doc. 1.0	Certificado apuntalamientos	V	A	R	5-20 días
Intervenciones urgentes (IU)	Doc. 2.0	Memoria valorada intervenciones urgentes (IU)	V	A	R	1-2 meses
	Doc. 2.1	Informe para aseguradoras	V	A	R	1-2 meses
	Doc. 2.2	Certificado Final (CFIU)	V	Pasa a verde V	Pasa a amarillo o a verde s/CFIU	3-4 meses
Evaluación pormenorizada	Doc. 3.0	Informe pormenorizado NCSE	V	V	A	3-4 meses
Acciones e intervenciones finales	Doc. 4.0	Proyecto intervenciones complementarias	V	V	A	5-8 meses
	Doc. 4.1	Dirección obra	V	V	A	10-12 meses
	Doc. 4.2	Certificado Final de Obra (CFO)	V	V	Pasa a verde V	10-12 meses
			En color: a realizar siempre		En blanco: recomendable	

Figura 5.8. Tabla resumen del Procedimiento de Actuación Global (PAG)

De las cinco intervenciones descritas, la que ahora interesa desarrollar, y así se hace en el apartado 6 de este capítulo, es la que se corresponde con la evaluación en fase de emergencia e inmediata, que se prevé llevar a cabo preferentemente en las 48-72 primeras horas.

Por otro lado, en el *Anexo A: ejemplo de Procedimiento de Actuación Global (PAG) aplicado tras los terremotos de mayo de 2011 en Lorca*, incluido al final del capítulo, se acompañan de forma más específica las características de cada una de las intervenciones que componen el PAG, incluyendo los formatos tipo que se utilizaron en función de cada momento. Los formatos, como los procesos, tratan de ser sencillos, fácilmente aplicables, y fácilmente adaptables a situaciones no tipificadas.

Por su interés para la ubicación de la intervención en fase de emergencia dentro del *PAG del Anexo A* se acompaña el cuadro de la figura 5.8, donde se recoge la denominación del formato, la aplicación esperada en función del código de color del resultado de la evaluación de emergencia según la ficha de evaluación rápida de daños y la evolución de marcado de colores de una edificación junto al tiempo representativo que ello puede comportar.

6. EVALUACIÓN DE DAÑOS EN FASE DE EMERGENCIA

Juan Roldán Ruiz
Dr. Arquitecto. Escuela Politécnica Superior. Miembro del grupo de investigación TECNOS. UCAM

Juan Gómez Acosta
Dr. Arquitecto. Escuela Politécnica Superior. Miembro del grupo de investigación TECNOS. UCAM

Juan Luis Ballesteros Galante
Arquitecto. Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia. COAMU

6. EVALUACIÓN DE DAÑOS EN FASE DE EMERGENCIA

6.1. PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN. EQUIPOS DE EVALUACIÓN DE DAÑOS (EED)

La evaluación en fase de emergencia se lleva a cabo desde los momentos posteriores al terremoto hasta unos pocos días más, preferentemente en las 48-72 horas siguientes. El procedimiento de evaluación de daños, desde el punto de vista técnico incorpora todo el conjunto contemplado en el plan SISMIMUR si bien, desde el punto de vista técnico, la acción más directa se reserva a los Equipos de Evaluación de Daños (EED), siendo determinante en el procedimiento dar respuesta a tres elementos prioritarios:

- La organización de las actividades a realizar.
- Establecer los criterios para la clasificación de las edificaciones tras la evaluación.
- Disponer del modelo de ficha de evaluación rápida.

Respecto a la organización de las actividades a realizar estas deben organizarse de forma sistematizada teniendo en cuenta el orden y aspectos que siguen:

- Activación de la inspección.
- Organización del equipo: material y desplazamiento.
- Reportaje fotográfico.
- Aproximación a la edificación.
- Atención a los usuarios y obtención de antecedentes.
- Inspección desde el exterior del edificio.
- Evaluación preliminar del sistema estructural.
- Evaluación del acceso a la edificación.
- Inspección desde el interior.
- Discusión de opiniones.
- Acciones urgentes.
- Información a los usuarios.
- Relleno de la ficha de evaluación rápida.
- Señalización de la edificación: código de colores.
- Entrega documental: ficha, reportaje fotográfico, otros.

Los criterios para la clasificación de las edificaciones tras la evaluación se desarrollan, de forma resumida, en el apartado 6.2, y los modelos de ficha de evaluación rápida, en función de aplicarse a edificaciones con estructuras porticadas o murarías, se desarrollan en los apartados 6.3 y 6.4, respectivamente.

6.2. CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES TRAS LA EVALUACIÓN

La inspección en fase de emergencia trata de dar respuesta, de forma ágil, a la necesidad que comporta la situación creada en la ciudad y en la ciudadanía en pocos segundos y como consecuencia de las sacudidas sísmicas, por lo que no se trata de una inspección exclusivamente técnica de los edificios, sino que aglutina otros factores sociales, legales, de necesidades básicas, de prioridad, etc., cuya incertidumbre debe ser asumida por los evaluadores pero sin paralizar su capacidad de tomar decisiones fundadas, entre otros motivos para poder ayudar a la población y a las autoridades encargadas de poner en marcha las decisiones finales sobre las cuestiones de emergencia.

Atendiendo a lo anterior, para abordar el proceso de clasificación de daños, las edificaciones se organizan según dos tipos, en función del sistema sustentante esencial con el que se construyeron:

- Edificaciones construidas con sistemas estructurales porticados.

- Edificaciones construidas con sistemas estructurales murarios.

A estos efectos, se entenderán por sistemas porticados lo sistemas estructurales resueltos con pórticos, compuestos por pilares y vigas (o elemento a flexión equivalente: zuncho, nervio, placa virtual) que reciben las cargas verticales a través de forjados en una o varias direcciones. Se corresponden con los tradicionales sistemas de dos tipos de forjados: unidireccionales sobre vigas que transmiten las cargas a los pilares y estos a la cimentación, así como los forjados reticulares que transmiten las cargas directamente a los pilares atendiendo a la rigidez a la flexión con que responden en sus dos direcciones principales; en uno y otro caso, tanto si los forjados son aligerados como si son de losa completa de hormigón armado.

Igualmente, se deben entender por edificaciones construidas con sistemas murarios, las que contienen en su sistema estructural principal muros de carga, generalmente de fábrica: mamposterías, de ladrillo, bloques, etc., y que han formado parte de procesos constructivos previos a la aparición del pilar como elemento principal, derivado de la utilización del acero y del hormigón como materiales estructurales. Mención especial en este grupo lo representan las construcciones que conforman el patrimonio arquitectónico histórico, catalogadas o no, y que suponen características muy especiales al aportar al sistema estructurales elementos constructivos específicos como cúpulas, bóvedas, arcos, contrafuertes, etc.

La evaluación pretendida debe ser rápida, eficaz, sistemática, ordenada y protocolaría, por lo que para cada uno de los dos tipos de edificaciones se ha previsto su correspondiente ficha de evaluación: para estructuras porticadas la desarrollada en el apartado 6.3 y según el modelo que recoge las figuras 6.3.1a y 6.3.1b, y para estructuras murarías la desarrollada en el apartado 6.4 y según el modelo que se recoge en las figuras 6.4.1a, 6.4.1b, 6.4.1c y 6.4.1d.

Evaluación de daños en edificaciones con sistemas porticados

Respecto al primer grupo, las edificaciones construidas con sistemas porticados, se trata de poder clasificar los edificios en función de los daños que esencialmente definen su estado, para poder indicar las intervenciones más inmediatas y resolver sobre el acceso o no de sus usuarios. Así, los edificios se deben clasificar en tres grupos, en función de la intensidad de los daños estructurales que padecen:

- Edificaciones con daños estructurales nulos o irrelevantes.
- Edificaciones con daños estructurales moderados.
- Edificaciones con daños estructurales graves.

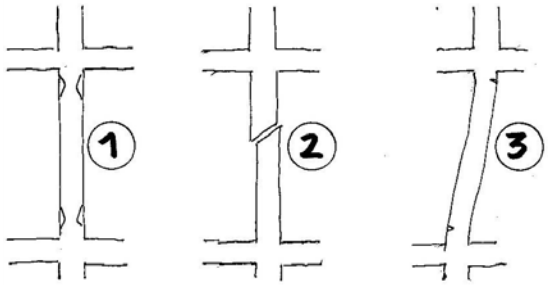


Figura 6.2.1. Tipos aparentes de daños en pilares por movimientos sísmicos.

Los daños aparentes que caracterizan, en lo esencial, los efectos sísmicos sobre estructuras porticadas (que son las más numerosas), y en especial sobre los pilares de hormigón armado, se pueden resumir en los tres tipos referidos en el croquis de la figura 6.2.1, que responden a los siguientes criterios:

- El tipo pilar 1 responde a un exceso de solicitación de flexión acumulada en los extremos de los pilares, apareciendo roturas, grietas y aplastamientos (plastificaciones) de las secciones aludidas.
- El tipo pilar 2 es consecuencia de un exceso de solicitación de cortadura, representada en el centro del fuste pero que se puede presentar también en la zona superior y/o inferior, tal y como se pudo comprobar en la mayoría de los pilares de las edificaciones lorquinas tras los terremotos de 2011, donde tal rotura se presentó fundamentalmente en la zona superior de los pilares.
- El tipo pilar 3 deviene de un desplazamiento de la edificación que no pudo ser recuperado y esto puede presentarse puntualmente, en alguna zona con roturas del tipo 1 y 2 o en general sobre toda la edificación.

Por otro lado, las acciones anteriores pueden comportar también en vigas (u otros elementos a flexión: zunchos, nervios, etc.) efectos correlacionados con los tres esquematizados para los pilares y que de forma igualmente sintetizada se pueden corresponden con los tres tipos que siguen (figura 6.2.2):

- El tipo viga 1 deriva de la plastificación que pueden sufrir las secciones extremas, en fibras inferiores, por el incremento de momento flector que experimentan esas secciones al verse afectadas por el desplazamiento horizontal que genera la acción sísmica, y ello en los dos sentidos de su directriz.
- El tipo viga 2 puede aparecer por el incremento considerable del momento flector de un extremo mientras que en el opuesto se invierte el sentido del momento flector que se

espera por el efecto de las cargas verticales, de tal forma que en la zona más solicitada la afección se da sobre el alargamiento de la armadura superior del extremo y en su opuesto, pero en la zona inferior, puede aparecer un efecto equivalente sobre la armadura inferior, todo ello acompañado de fisuraciones con inclinación corregida por el esfuerzo cortante en ambas zonas.

- El tipo viga 3 corresponde al efecto que la aceleración vertical derivada del efecto sísmico puede provocar sobre elementos verticales, plastificándolos y generando descensos del apoyo de las vigas, o lo que es más habitual provocando cargas añadidas a la cimentación que responde con asientos repentinos aun cuando las características del suelo no hayan cambiado. En algunas ocasiones, y en función del tipo de suelo, deben atenderse situaciones de licuefacción que no son muy habituales pero posibles ante daños considerables por este tipo.

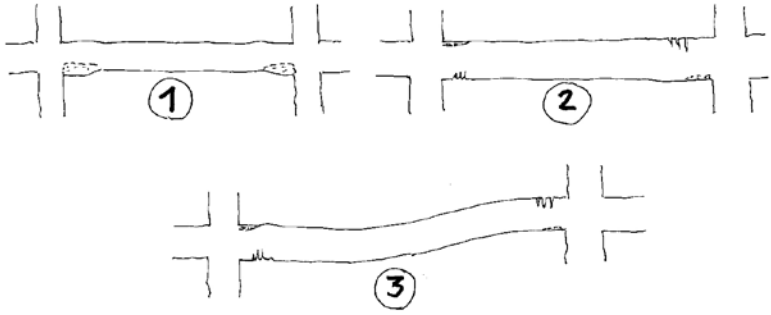


Figura 6.2.2. Tipos aparentes de daños en vigas por movimientos sísmicos.

Edificaciones en código verde

Las edificaciones con daños estructurales nulos o irrelevantes, se caracterizan por no darse daños estructurales del tipo 1, 2 ó 3, ni otros daños cuyo riesgo relevante pueda darse en albañilerías gruesas, accesos, cajas de escalera, fachadas, etc. Este tipo de edificios deben ser señalizados con código verde y quedar remarcados en la ficha de evaluación rápida en la casilla de color verde, correspondiéndoles las siguientes acciones:

- Intervenciones sólo sobre tareas de adecuación de elementos con riesgo de caída, como escayolas, molduras, revestimientos, y otras unidades similares.

- El acceso general se permitirá con la prudencia personal de los usuarios en cuanto a las caídas antes referidas: escayolas, molduras, revestimientos, etc.

- Será conveniente dejar constancia de que será recomendable una evaluación pormenorizada posterior, con el informe correspondiente y según criterios técnicos más completos y afinados, especialmente los derivados de la legislación sísmica más reciente y de aplicación.

Edificaciones en código amarillo

Las edificaciones con daños estructurales moderados, se corresponden con edificios donde se den alguno de los daños tipo 1, 2 ó 3 con agrietamiento leve (ancho entre 1 – 2 mm) en elementos parciales y/o en superficies delimitables, tomando como referencia cuando se den en no más del 40 % de los elementos. Este tipo de edificios deben ser señalizados con código amarillo y quedar remarcados en la ficha de evaluación rápida en la casilla de color amarillo, correspondiéndoles las siguientes acciones:

- Intervenciones de apuntalamientos parciales y desmontaje de elementos de albañilería con riesgo, como petos, cornisas, etc., y acordonamiento de accesos y zonas de especial riesgo.

- La edificación debe desalojarse y sólo, tras la intervención anterior, se permitirá el acceso puntual y en periodos cortos a usuarios para retirada de enseres, pertenencias básicas, etc., hasta la reparación estructural.

- Será conveniente dejar constancia de que será obligatoria una evaluación pormenorizada posterior, con el informe correspondiente y según criterios técnicos más completos y afinados, especialmente los derivados de la legislación sísmica más reciente y de aplicación.

Edificaciones en código rojo

Las edificaciones con daños estructurales graves, se identifican con edificios donde se den de forma generalizada alguno de los daños tipo 1, 2 ó 3, con agrietamiento leve (ancho entre 1 – 2 mm) que afecta al 40 % ó más de los elementos y/o con agrietamiento notable (ancho > 2 mm) y barras expuestas en más del 20 % de pilares o vigas: también cuando existan zonas con riesgo de colapso inminente. Este tipo de edificios deben ser señalizados con código rojo y quedar remarcados en la ficha de evaluación rápida en la casilla de color rojo, correspondiéndoles las siguientes acciones:

- Intervenciones de apuntalamientos y acordonamiento general de la edificación con distancia de seguridad. Sólo en casos extremos de riesgo inminente se solicitarán demoliciones de partes de la edificación y elementos con riesgo, cajas de escalera, fachadas, balcones, petos, cornisas, etc. En el caso de que se prevea una posible demolición total, así se deberá reseñar en el apartado de observaciones de la ficha de evaluación rápida, lo que dará lugar a una segunda inspección, más específica y pormenorizada, por el Equipo 0, trasversal a todas las zonas. En el caso de corresponder la demolición, así se recomendará y, si procede, se pondrá en marcha el mecanismo legalmente establecido para poderse llevar a cabo, incluyendo los informes técnicos municipales y las autorizaciones administrativas oportunas, las medidas de seguridad exigibles y, todo ello, salvaguardando los derechos inherentes a los propietarios y usuarios afectados.

- El acceso quedará clausurado y se procederá al desalojo general del inmueble asegurando las zonas y elementos que lo precisen así como el acordonamiento de accesos y zonas de especial riesgo, todo ello pendiente del informe técnico de reparación y/o demolición total o parcial.

- Será conveniente dejar constancia de que será obligatoria una evaluación pormenorizada posterior que valorará el sistema de intervención final: reparación y/o demolición parcial o total, con el correspondiente informe y según criterios técnicos más

completos y afinados, especialmente los derivados de la legislación sísmica más reciente y de aplicación.

Evaluación de daños en edificaciones con estructuras murarias

Tomando como referencia algunos de los criterios extraídos de las estructuras porticadas, la evaluación de edificios con estructuras murarías también responde a la clasificación de daños según los tres órdenes de intensidad que fija el código de los tres colores: verde, amarillo y rojo, si bien su análisis exige que sea más pormenorizado que el que se ha hecho para los primeros, donde sólo la repuesta de los pilares y las vigas suele ser suficiente para servir como referencia en la asignación del orden de magnitud del daño.

Ahora, la singularidad de los espacios que resultan, lo específico de muchos elementos constructivos y estructurales, junto a otros factores, exige que el análisis de los daños se realice según la siguiente clasificación:

- Daños en elementos estructurales verticales.
- Daños en elementos estructurales horizontales.
- Daños en escaleras y en cubiertas.
- Daños en elementos singulares: bóvedas, cúpulas y arcos.

En cuanto a los daños en elementos estructurales verticales, esto se suelen dar en los muros continuos, o discontinuos, en pilastras con predominio de una dirección y en otros elementos compuestos fruto de ambos. Los efectos más destacados que se pueden esperar serían: vuelcos totales o parciales, fracturas en diagonal o cruzadas, fracturas por golpeo en paños, fracturas en esquinas, abombamientos (riesgo de daño moderado a grave), separación de hojas en muros capuchinos (riesgo de daño moderado a grave), deslizamientos (riesgo de daño grave), etc., todo ello según los esquemas que se reproducen en la propia ficha de evaluación de la figura 6.4.1a.

Respecto a los elementos estructurales horizontales, generalmente actuando como forjados, lo singular de su construcción con viguetas (prefabricadas en el mayor de los casos) y/o rollizos de madera, en ambos casos con entrevigados aligerantes mediante revoltones, hace que el de daño esperable se pueda simplificar, en general, en dos tipos: mediante el agrietamiento longitudinal en la dirección de los nervios resistentes, y mediante el agrietamiento transversal, ambos contemplados en la ficha de evaluación ya aludida (figura 6.4.1b).

En los edificios con estructuras murarías, las escaleras y las cubiertas representan elementos especialmente sensibles y dignos de ser evaluados con un análisis específico. Así, en las escaleras se pueden presentar grietas transversales en su unión con las mesetas y grietas longitudinales en el encuentro con los muros sobre los que apoyan e incluso en su directriz, quedando el ámbito partido en dos. Respecto a las cubiertas, en muchos casos de tipo inclinado con cobertura de teja, se pueden encontrar derrumbes parciales, deslizamientos y desprendimiento de aleros, así como otros daños en la interacción de la cubierta en si con la cornisa que las une a los muros portantes y testeros. (figura 6.4.1b).

y desprendimiento de aleros, así como otros daños en la interacción de la cubierta en si con la cornisa que las une a los muros portantes y testeros. (figura 6.4b).

Por último, y pensando fundamentalmente en aquellas edificaciones que de forma especial conformar el patrocinio arquitectónico histórico, los daños también pueden aparecer en bóvedas, cúpulas y arcos. En las bóvedas se pueden esperar agrietamientos transversales, agrietamientos longitudinales por efectos propios y agrietamientos por arrastre de los muros que las sustentan (riesgo de daño moderado a grave). En cuanto a las cúpulas, se pueden dar agrietamientos verticales, cuando coinciden con los planos meridianos, y agrietamientos horizontales (riesgo de daño moderado a grave), cuando se dan en la dirección de los planos paralelos. Por último, en arcos es frecuente que se presenten descensos de dovelas y/o desplazamientos de estribos, en ambos casos con un riesgo de daño entre moderado y grave, tal y como se recoge en los esquemas selectivos de la ficha reproducida en la figura 6.4c.

6.3. FICHA DE EVALUACIÓN RÁPIDA PARA ESTRUCTURAS PORTICADAS

La evaluación de daños en fase de emergencia exige gran agilidad a la hora de establecer criterios para la toma de decisiones que, en gran parte de los casos, superan las consecuencias técnicas e inmediatas del estado de las edificaciones ya que, en general, se trata de establecer lo esencial para informar a la ciudadanía y a la autoridad correspondiente sobre el riesgo que tiene la edificación, las intervenciones inmediatas que son precisas y decidir sobre la accesibilidad a la misma, de tal forma que lo informado sirva, además, para hacer efectivas las medidas oportunas con el carácter de urgencia que la situación demanda. Por ello, con base en distintas fuentes y tras el debate generado en la comisión encargada de la revisión del Plan SISMIMUR-06, se ha adoptado como documento de evaluación el que se ha denominado Ficha de Evaluación Rápida de Daños para Estructuras Porticadas, recogida en el formato de las figuras 6.3a - 6.3b y que refleja las siguientes características:

- La ficha se desarrolla en dos páginas, si bien su reproducción se pretende que se lleve a cabo en un único folio, con páginas frontal y dorsal, de tal forma que se genere un solo documento por cada edificación evaluada. No obstante lo anterior, la informatización de su contenido persigue hacer innecesaria la utilización física del documento al ser sustituido por una aplicación descargable en cualquier terminal telemática de las habituales, reservando el uso físico de la ficha a casos excepcionales o ante dificultades de acceso a la aplicación informática que corresponda. La ficha contiene tres bloques esenciales: un primer bloque que aborda la identificación de la edificación, un segundo bloque que aborda la evaluación de los daños observados y el tercer bloque que aporta recomendaciones y medidas de seguridad.

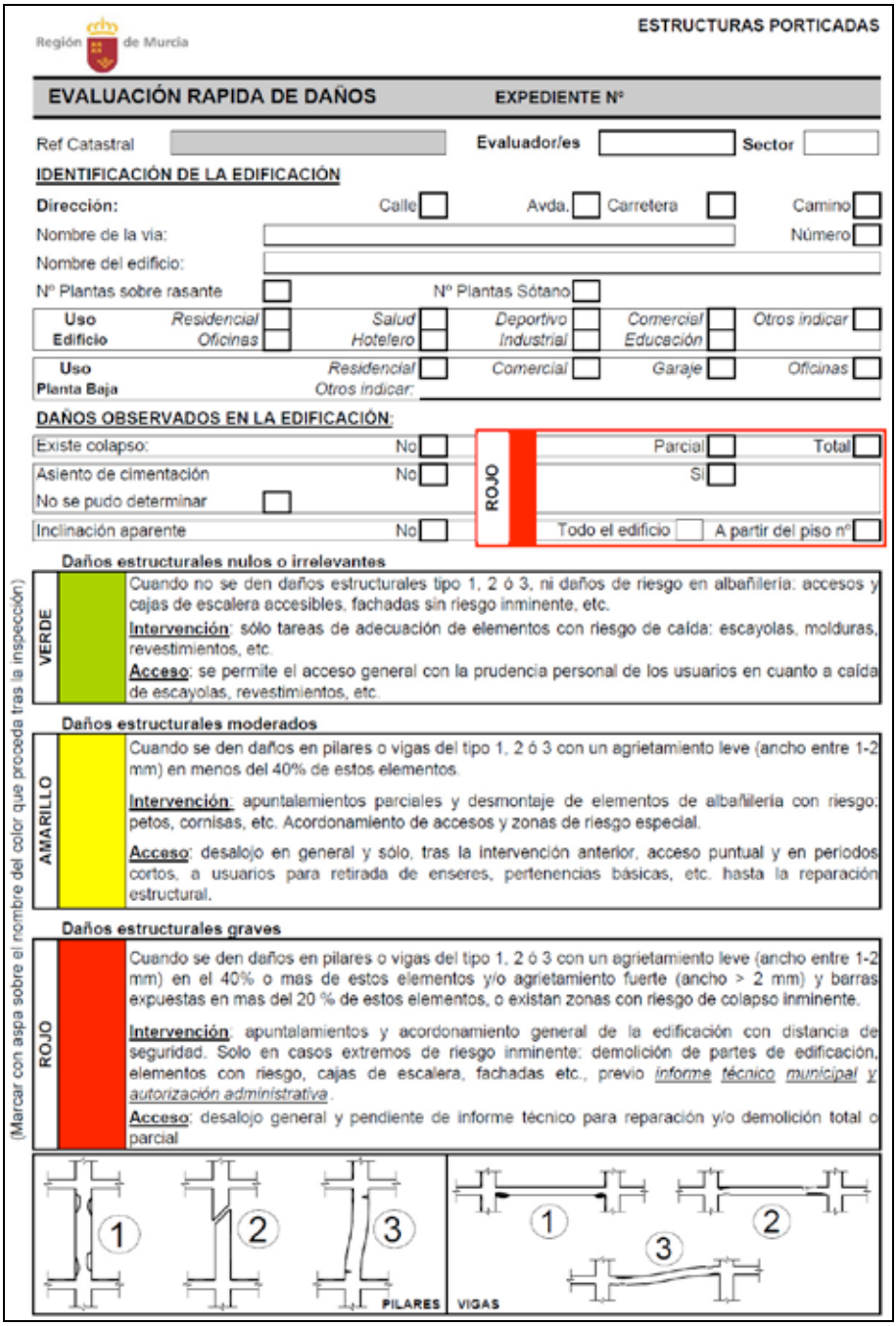
- El primer bloque, formando el encabezamiento de la ficha, contiene: el número de expediente y la referencia catastral (a rellenar por la Administración), la identificación del equipo evaluador, el sector donde se desarrolla la evaluación y datos que localizan la edificación, como dirección, nombre, año de construcción, número de plantas sobre y bajo rasante y uso predominante.

- El segundo bloque se reserva para la evaluación rápida que se pretende y según dos tipos de aportaciones: una primera información sobre la situación de colapso, inclinación y asiento general apreciado, y una segunda aportación mediante el pronunciamiento sobre el tipo de daño estructural predominante y según las tres opciones que se corresponden con los tres colores a marcar en la edificación: verde, amarillo y rojo, con arreglo a los criterios que se contienen en la misma ficha y descritos en el anterior

- El tercer bloque se desarrolla en la página dorsal, reservado a recomendaciones y medidas de seguridad, recogiendo pronunciamientos sobre las edificaciones vecinas, numero de viviendas y estimación de personas desalojadas, acciones de apuntalamiento: en exterior, en interior y croquis aclaratorios, acciones de demolición de elementos con peligro de caída/vuelco: en el exterior, en el interior y croquis relevantes, y otras medidas complementarias a adoptar como acordonamientos, corte de calles, etc.

- Finalmente al pie de la página dorsal se recoge la fecha de la evaluación y la firma de los evaluadores.

- Según lo expuesto, la ficha no trata de extraer toda la información rigurosa y técnicamente necesaria para abordar completas evaluaciones de los daños, el sistema estructural de las edificaciones y su respuesta, etc., por lo que su uso debe reservarse a equipos adiestrados, experimentados y acreditados ante tales situaciones. La evaluación pormenorizada se llevará a cabo, más pausadamente en momentos posteriores tal y como se ha reseñado en el apartado 5 de este mismo capítulo.



Región de Murcia

ESTRUCTURAS PORTICADAS

EVALUACIÓN RAPIDA DE DAÑOS **EXPEDIENTE Nº**

Ref Catastral | **Evaluador/es** | **Sector**

IDENTIFICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Dirección: Calle ☐ Avda. ☐ Carretera ☐ Camino ☐

Nombre de la vía: Número ☐

Nombre del edificio:

Nº Plantas sobre rasante ☐ Nº Plantas Sótano ☐

Uso Edificio *Residencial* ☐ *Salud* ☐ *Deportivo* ☐ *Comercial* ☐ *Otros indicar* ☐
Oficinas ☐ *Hotelero* ☐ *Industrial* ☐ *Educación* ☐

Uso Planta Baja *Residencial* ☐ *Comercial* ☐ *Garaje* ☐ *Oficinas* ☐
Otros indicar:

DAÑOS OBSERVADOS EN LA EDIFICACIÓN:

Existe colapso:	No ☐	ROJO	Parcial ☐	Total ☐
Asiento de cimentación	No ☐		Si ☐	
No se pudo determinar ☐				
Inclinación aparente	No ☐		Todo el edificio ☐	A partir del piso nº ☐

(Marcar con aspa sobre el nombre del color que proceda tras la inspección)

Daños estructurales nulos o irrelevantes

VERDE

Cuando no se den daños estructurales tipo 1, 2 ó 3, ni daños de riesgo en albañilería: accesos y cajas de escalera accesibles, fachadas sin riesgo inminente, etc.

Intervención: sólo tareas de adecuación de elementos con riesgo de caída: escayolas, molduras, revestimientos, etc.

Acceso: se permite el acceso general con la prudencia personal de los usuarios en cuanto a caída de escayolas, revestimientos, etc.

Daños estructurales moderados

AMARILLO

Cuando se den daños en pilares o vigas del tipo 1, 2 ó 3 con un agrietamiento leve (ancho entre 1-2 mm) en menos del 40% de estos elementos.

Intervención: apuntalamientos parciales y desmontaje de elementos de albañilería con riesgo, petos, cornisas, etc. Acordonamiento de accesos y zonas de riesgo especial.

Acceso: desalojo en general y sólo, tras la intervención anterior, acceso puntual y en periodos cortos, a usuarios para retirada de enseres, pertenencias básicas, etc. hasta la reparación estructural.

Daños estructurales graves

ROJO

Cuando se den daños en pilares o vigas del tipo 1, 2 ó 3 con un agrietamiento leve (ancho entre 1-2 mm) en el 40% o mas de estos elementos y/o agrietamiento fuerte (ancho > 2 mm) y barras expuestas en mas del 20 % de estos elementos, o existan zonas con riesgo de colapso inminente.

Intervención: apuntalamientos y acordonamiento general de la edificación con distancia de seguridad. Solo en casos extremos de riesgo inminente: demolición de partes de edificación, elementos con riesgo, cajas de escalera, fachadas etc., previo *informe técnico municipal y autorización administrativa*.

Acceso: desalojo general y pendiente de informe técnico para reparación y/o demolición total o parcial

Figura 6.3.1a. Página frontal de la ficha de evaluación rápida de daños para estructuras porticadas

RECOMENDACIONES Y MEDIDAS DE SEGURIDAD

Evacuar edificación vecina Izquierda ☐ Derecha ☐ Frontal ☐ Trasera ☐

Requiere segunda evaluación (indicar):

Acceso parcial o zonal (indicar):

Prohibido el acceso ☐

Nº Viviendas desalojadas ☐ Estimación personas desalojadas ☐
(3 personas/vivienda)

Apuntalamiento: En el exterior ☐ En el interior ☐

Indicar/Croquis:

Demolición de elementos con peligro de caida/vuelco: Exteriores ☐ Interiores ☐

Indicar/Croquis:

Otras medidas a adoptar (acordonar, cortar calles)/Croquis/Situación/Otros:

Indicar:

Fecha de evaluación

Dia	Mes	Año	Hora

El/Los Evaluador/es

Firma

Figura 6.3.1b. Página dorsal de la ficha de evaluación rápida de daños para estructuras porticadas.

6.4. FICHA DE EVALUACIÓN RÁPIDA PARA ESTRUCTURAS MURARIAS

Siguiendo los criterios que, en general, son extrapolables a la evaluación rápida que se pretende y ya desarrollados en el apartado anterior, pero aceptando lo singular de las edificaciones con estructuras murarías, se ha optado por una ficha específica para su evaluación dado que este sistema contiene elementos estructurales, espacios, uniones y recorridos de cargas específicos y, en la mayoría de las ocasiones, distintos de los previstos para edificaciones con estructuras porticadas. Como ya se ha adelantado, se puede entender como edificaciones de este tipo las construcciones sustentadas con muros de fábrica: mampostería, ladrillo, bloques, etc., y en especial, las construcciones del patrimonio histórico, catalogadas o no, pero sustentadas con sistemas de muros, pilastras, bóvedas, arcos, cúpulas, etc.

Por ello, con base en las fuentes consultadas y tras los distintos debates desarrollados en la comisión encargada de la revisión del Plan SISMIMUR-06, se ha elaborado la Ficha de Evaluación Rápida de Daños para Estructuras Murarias, cuyo formato corresponde al de las figuras 6.4a, 6.4b, 6.4c y 6.4d y que refleja las siguientes características:

- La ficha se desarrolla en varias páginas si bien todas forman parte de un único documento para cada una de las edificaciones evaluadas, si bien la informatización de su contenido, como ya se ha indicado en apartados previos, persigue no tener que utilizarla como documento físico al ser sustituido por una aplicación descargable en cualquier terminal telemática de las habituales, reservando el uso físico de la ficha a casos excepcionales o ante dificultades de acceso a la aplicación informática que corresponda. La ficha contiene tres bloques esenciales: un primer bloque que aborda la identificación de la edificación, un segundo bloque que aborda la evaluación de los daños observados y el tercer bloque que aporta recomendaciones y medidas de seguridad.

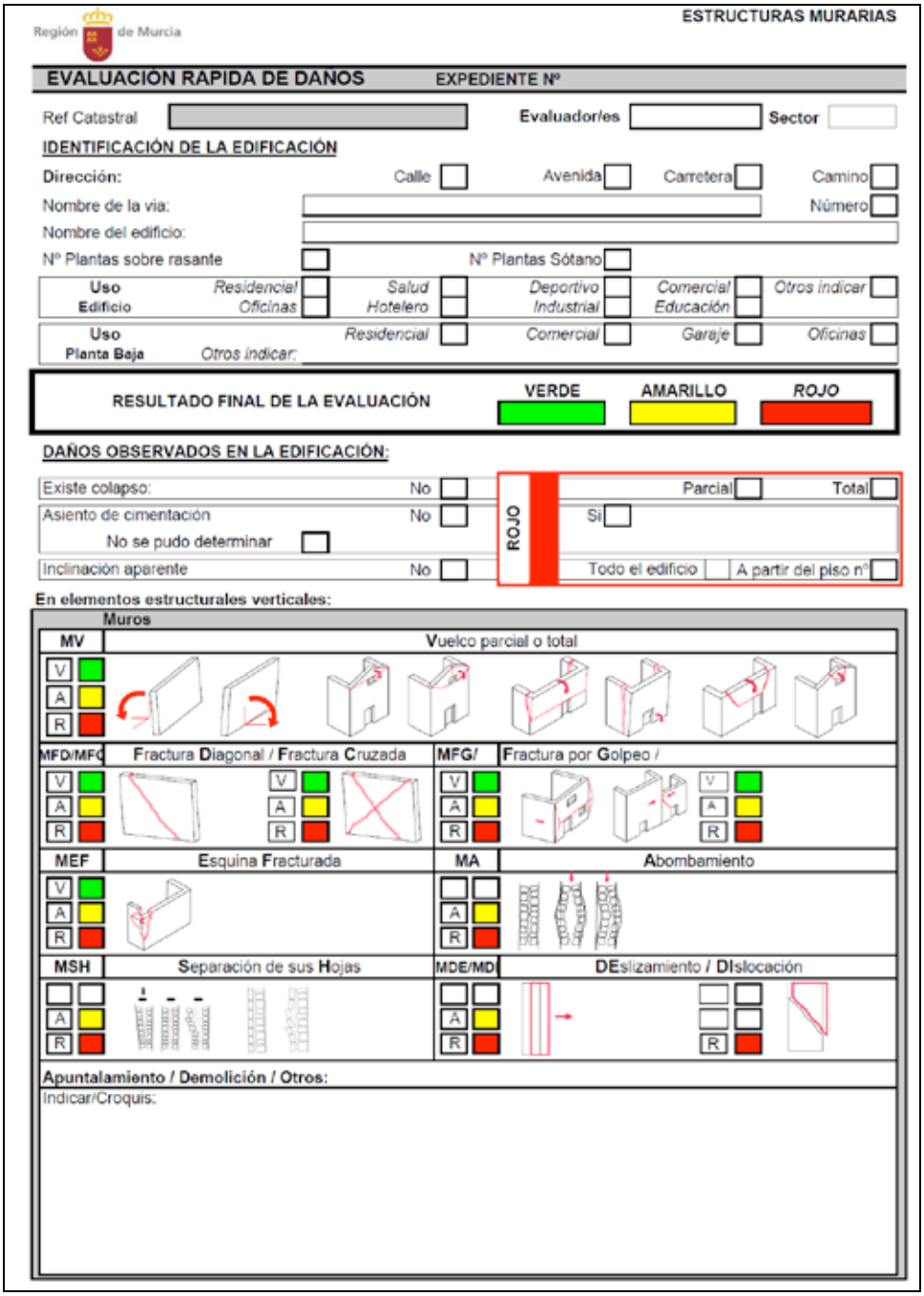
- El primer bloque, formando el encabezamiento de la ficha, contiene: el número de expediente y la referencia catastral (a rellenar por la Administración), la identificación del equipo evaluador, el sector donde se desarrolla la evaluación y datos que localizan la edificación, como dirección, nombre, año de construcción, número de plantas sobre y bajo rasante y uso predominante. Este bloque es idéntico al que se describió para la ficha de edificaciones porticadas, siendo especialmente relevante, aunque no distinto, la alusión a la denominación del edificio, por cuanto en edificaciones históricas, catalogadas, BIC, y similares, el nombre de la edificación suele ser mucho ms representativo que la dirección, nombre la vía, etc., por lo que es especialmente importante aludir y rellenar acertadamente el nombre con que se conoce la edificación en estos casos.

- El segundo bloque se reserva para la evaluación rápida que se pretende, donde el primer recuadro recoge la evaluación definitiva de la edificación, debiendo contener la alusión al código de color que le corresponda: verde, amarillo o rojo, pero su relleno debe realizarse en último lugar, esto es, después del análisis más pormenorizado que se recoge a continuación en la ficha y que afecta a varios elementos de los esenciales en este tipo de edificaciones. Así, se acude inicialmente a una primera información sobre la situación de colapso, inclinación y asiento general apreciado, quedando remarcada la posibilidad de color rojo por estos motivos, y finalmente se desarrolla una segunda aportación mediante un análisis más especifico según siete tipos de elementos estructurales, habituales y esenciales en este tipo de estructuras: elementos estructurales verticales (esencialmente muros), elementos estructurales horizontales

(generalmente forjados), escaleras, cubiertas, bóvedas, cúpulas y arcos. En los siete casos, el pronunciamiento sobre el tipo de daño estructural predominante se realiza marcando la casilla correspondiente según las tres opciones que se corresponden con los tres colores utilizados: verde, amarillo y rojo, con arreglo a los criterios que se contienen en la misma ficha y descritos en el anterior apartado 6.2, si bien es conveniente aclarar que la selección de la intensidad del daño es individual para uno de los siete elementos analizados, pero resultando como general para la edificación, y localizado en el recuadro inicial de la primera página (apartado de RESULTADO FINAL DE LA EVALUACIÓN: verde, amarillo o rojo), el más desfavorable de entre todos los aplicados a los elementos individuales siendo posible, en cualquier caso, introducir los matices que correspondan en los apartados en blanco de cada tipo de elemento. El pie de las páginas recoge la fecha de la evaluación y la firma de los evaluadores.

- El tercer bloque se desarrolla en la última página, reservado a recomendaciones y medidas de seguridad, recogiendo pronunciamientos sobre las edificaciones vecinas, numero de viviendas y estimación de personas desalojadas, acciones de apuntalamiento: en exterior, en interior y croquis aclaratorios, acciones de demolición de elementos con peligro de caída/vuelco: en el exterior, en el interior y croquis relevantes, y otras medidas complementarias a adoptar como acordonamientos, corte de calles, etc. Finalmente el pie de esta página también recoge la fecha de la evaluación y la firma de los evaluadores.

- Según lo expuesto, la ficha al igual que la descrita para estructuras porticadas, no trata de extraer toda la información rigurosa y técnicamente necesaria para abordar completas evaluaciones de los daños, el sistema estructural de las edificaciones y su respuesta, etc., por lo que su uso debe reservarse a equipos adiestrados, experimentados y acreditados ante tales situaciones. La evaluación pormenorizada se llevará a cabo, más pausadamente en momentos posteriores tal y como se ha reseñado en el apartado 5 de este mismo capítulo.



Región de Murcia

ESTRUCTURAS MURARIAS

EVALUACIÓN RAPIDA DE DAÑOS **EXPEDIENTE Nº**

Ref Catastral | **Evaluador/es** | **Sector**

IDENTIFICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Dirección: Calle ☐ Avenida ☐ Carretera ☐ Camino ☐

Nombre de la vía: Número ☐

Nombre del edificio:

Nº Plantas sobre rasante ☐ Nº Plantas Sótano ☐

Uso Edificio	*Residencial* ☐ *Oficinas* ☐	*Salud* ☐ *Hotelero* ☐	*Deportivo* ☐ *Industrial* ☐	*Comercial* ☐ *Educación* ☐	*Otros indicar* ☐
Uso Planta Baja	*Otros indicar:*	*Residencial* ☐	*Comercial* ☐	*Garaje* ☐	*Oficinas* ☐

RESULTADO FINAL DE LA EVALUACIÓN VERDE AMARILLO *ROJO*

DAÑOS OBSERVADOS EN LA EDIFICACIÓN:

Existe colapso:	No ☐	ROJO	Parcial ☐	Total ☐
Asiento de cimentación	No ☐		Si ☐	
No se pudo determinar ☐				
Inclinación aparente	No ☐		Todo el edificio ☐	A partir del piso nº ☐

En elementos estructurales verticales:

Muros

MV Vuelco parcial o total

V ☐ A ☐ R ☐

MFD/MFC Fractura Diagonal / Fractura Cruzada

V ☐ A ☐ R ☐ V ☐ A ☐ R ☐

MFG/ Fractura por Golpeo /

V ☐ A ☐ R ☐ V ☐ A ☐ R ☐

MEF Esquina Fracturada

V ☐ A ☐ R ☐

MA Abombamiento

A ☐ R ☐

MSH Separación de sus Hojas

A ☐ R ☐

MDE/MDI DEslizamiento / DIslocación

A ☐ R ☐ R ☐

Apuntalamiento / Demolición / Otros:

Indicar/Croquis:

Figura 6.4.1a. Página 1 de la ficha de evaluación rápida de daños para estructuras murarías.



Figura 6.4.1b. Página 2 de la ficha de evaluación rápida de daños para estructuras murarías.



Figura 6.4.1c. Página 3 de la ficha de evaluación rápida de daños para estructuras murarías.

RECOMENDACIONES Y MEDIDAS DE SEGURIDAD

Evacuar edificación vecina Izquierda ☐ Derecha ☐ Frontal ☐ Trasera ☐

Requiere segunda evaluación (indicar): _____

Acceso parcial o zonal (indicar): _____

Prohibido el acceso ☐

Nº Viviendas desalojadas ☐ Estimación personas desalojadas ☐
(3 personas/vivienda)

Otras medidas a adoptar (acordonar, cortar calles)/Situación/Otros: En el exterior ☐ En el interior ☐

Croquis/Indicar:

Fecha de evaluación

Dia	Mes	Año	Hora

El/Los Evaluador/es

Firma

Figura 6.4.1d. Página 4 de la ficha de evaluación rápida de daños para estructuras murarías.

6.5. GUÍA DE EVALUACIÓN EDITADA POR LA CONSEJERÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y ORDENACIÓN DEL TERRITORIO

El texto integro de este documento, que recoge procedimientos de evaluación más pormenorizados, se puede encontrar en la página WEB de la Consejería, según la siguiente dirección:

http://www.carm.es/web/pagina?IDCONTENIDO=39429&IDTIPO=100&RASTRO=c2195$m36284

BIBLIOGRAFIA:

AMBROSE, J; VERGUN, D. *Design for Earthquakes*. John Wiley & Sons, INC. ISBN 0-471-24188-1. United States of America, New York 1999.

BARBAT, A.H; et al. (UPC). GOULA, X; et al. (IGC). El terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011. Informe de las inspecciones y de los trabajos de campo realizados. Intitut Geològic de Calalunya (IGC), Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Asociación Española de Ingeniería Sísmica (aeis) y Generalitat de Catalunya. Barcelona, 2011. 86 p. DL: B.42254-2011.

BARCELÓ DE TORRES, E; ÁLVAREZ, M; BARCELÓ DE TORRES, I; MARTÍN, C. "Plan Director de Recuperación del Patrimonio Cultural de Lorca". Patrimonio Cultural de España; Patrimonio en riesgo: seísmos y bienes culturales, nº 6 – 2012, Ministerio de Educación, Cultura y Deporte, Secretaría General Técnica, Subdirección General de Documentación y Publicaciones, NIPO: 030-12-075-I, p. 165-175.

BLÁZQUEZ MARTÍNEZ, R. IETcc; CSIC. Informes de la construcción nº 447. *Enfoque y avances conceptuales de la nueva norma española de construcción sismorresistente NCSE-94*; Instituto Eduardo Torroja; Consejo Superior de Investigaciones Científicas, Madrid, nº 447, enero-febrero de 1997.

CARREÑO, M.L; CARDONA, O.D; BARBAT, A.H. *Evaluación "expost" del estado de daño en los edificios afectados por un terremoto*. Monografía Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. ISBN: 84-95999-76-5. Barcelona, 2005.

CÓDIGO MODELO CEB/FIP 1990. *Código Modelo CEB/FIP 1990 para hormigón estructural.* Comité Europeo del Hormigón y Federación Internacional del Pretensado. CICCP-GHEO-ATEP. Traducción al español. Madrid 1995.

COMISIÓN PERMANENTE DE NORMAS SISMORRESISTENTES (CPNS). Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02). Ministerio de Fomento, RD 997/2002 de 27 de febrero, Madrid, 2002. 94 p.

CTE. *Código Técnico de la Edificación*. Ministerio de Vivienda. RD 314/2006 de 17 de marzo. CTE-DB-SE. Documento Básico de Seguridad Estructural. Parte general. CTE-DB-SE-AE. Documento Básico de Seguridad Estructural de Acciones en Edificación. CTE-DB-SE-C. Documento Básico de Seguridad Estructural de Cimientos.

DELIBES LINIERS, A. *Estructuras de hormigón armado: técnicas de inspección.* Curso de Rehabilitación. Tomo 5 "La estructura". Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid. 1984.

DE LA HOZ, J. (Delegado por el Obispado de Cartagena). "Terremoto en Lorca: consecuencias y actuaciones sobre el patrimonio religioso". Patrimonio Cultural de España; Patrimonio en riesgo: seísmos y bienes culturales, nº 6 – 2012, Ministerio de Educación, Cultura y Deporte, Secretaría General Técnica, Subdirección General de Documentación y Publicaciones, NIPO: 030-12-075-I, p. 107-121.

DE MIGUEL RODRÍGUEZ, J.L. *Acción sísmica sobre los edificios*. Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia y Consejería de Política Territorial y Obras Públicas. Murcia, 1988.

D.G PROTECCIÓN CIVIL (CARM). *Plan Especial de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico en la Región de Murcia (SISMIMUR)*. Consejería de Presidencia de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia, Dirección General de Protección Civil, Murcia, 2006. DL: MU-2037-2006. 340 p.

EHE-08. *Instrucción de hormigón estructural*. Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio de Fomento. RD 1247/2008 de 18 de julio. Centro de Publicaciones. Especialmente Anejo 10. Madrid, 2008.

EUROCÓDIGO 8. *Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes*. Norma Europea Experimental. AENOR. Madrid, 2011.

GONZALEZ, S. (Unidad de Protección Civil. Delegación del Gobierno en Murcia). "Secuencia sísmica de Lorca: actuaciones de emergencia y postemergencia". Patrimonio Cultural de España; Patrimonio en riesgo: seísmos y bienes culturales, nº 6 – 2012. Ministerio de Educación, Cultura y Deporte, Secretaría General Técnica, Subdirección General de Documentación y Publicaciones. NIPO: 030-12-075-I, p. 69-79.

GOULA, X; IRIZARRY, J; FIGEURAS, S; MACAU, A; BARBAT, A; CARREÑOM M, VLACARCEL, J. *El terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011. Informe de la inspección y de los trabajos de campo realizados*. Monografies técniques. UPC; AEIS ; Generalitat de Catalunya, Institut Geológic de Catalunya, desembre 2011.

GREEN, NORMAN B. *Edificación, diseño y construcción sismorresistente.* Editorial Gustavo Gili S.A. Barcelona, 1980.

INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL (IGN). Servicio de información sísmica/Estadísticas y cartografía símisca/Mapas de simicidad/Mapa de peligrosidad sísmica de España (escala de intensidad E.M.S-98). Ministerio de Fomento, Madrid. European Macroseismic Scale (E.M.S) en http://www.ign.es/ign/main/index.do.

IGN: Instituto Geográfico Nacional. *Serie terremoto NE Lorca (Murcia) 11 de mayo de 2011*. Red Sísmica Nacional. Ministerio de Fomento. Madrid, mayo de 2011.

IGN: Instituto Geográfico Nacional; UCM; UPM; IGME; AEIS. *Informe del sismo de Lorca del 11 de mayo de 2011.* Madrid, julio de 2011.

IGME: Instituto Geológico y Minero de España; UCM; UAM; URJC. *Informe geológico preliminar del terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011*. Madrid, marzo de 2011.

MURPHY, P. Terremoto de Lorca 12 de mayo 2011. 4º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (4CNIS). Asociación Española de Ingeniería Sísmica (aeis). Universidad de Granada (ugr). Granada 18-20 mayo 2011.

ROLDÁN, J.; CARRILLO, S.; GRANADOS, J; RUIZ, D.; ROMERA, J.; ROMERA, M; AVILÉS, F.; SÁNCHEZ, F. *Experiencias para un protocolo técnico de actuación tras terremotos. Los movimientos sísmicos de Lorca del 11 de mayo de 2011*. Universidad Católica San Antonio de Murcia (UCAM). Murcia, 2012. 91 p. ISBN: 978-84-92986-42-2.

REGALADO, F. Informe preliminar básico sobre las consecuencias de los terremotos de Lorca del 11 de mayo de 2011 en la edificación. Web Florentino Regalado & Asociados, Ingeniería y Proyectos. Alicante, 2011, 58 p.

SIT LORCA, GESTIÓN EMERGENCIAS Y VISOR GEOGRÁFICO SEISMO LORCA. *Estadísticas Visor de Emergencias del terremoto*. Excmo. Ayuntamiento de Lorca, 2012. http://www.lorca.es/ficheros/file/sitLorcaSeismo/index.asp.

ANEXO A

EJEMPLO DE PROCEDIMIENTO DE ACTUACIÓN GLOBAL (PAG) APLICADO TRAS LOS TERREMOTOS DE MAYO DE 2011 EN LORCA

Juan Roldán Ruiz
Dr. Arquitecto. Escuela Politécnica Superior. Miembro del grupo de investigación TECNOS. UCAM

Juan Gómez Acosta
Dr. Arquitecto. Escuela Politécnica Superior. Miembro del grupo de investigación TECNOS. UCAM

Juan Luis Ballesteros Galante
Arquitecto. Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia. COAMU

ANEXO A

EJEMPLO DE PROCEDIMIENTO DE ACTUACIÓN GLOBAL (PAG) APLICADO TRAS LOS TERREMOTOS DE MAYO DE 2011 EN LORCA

Lo que sigue fue aplicado a unas 30 edificaciones lorquinas como Procedimiento Global de Actuación, recogiéndose los distintos momentos de las intervenciones y con las autorizaciones administrativas correspondientes al Ayuntamiento de Lorca y los visados colegiales del Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia[1].

A.1. Referencias de interés sobre los terremotos de Lorca del 11 de mayo de 2011

El 11 de mayo de 2011 quedará marcado en la memoria histórica de la ciudad de Lorca como el día en que se registraron varios terremotos en un corto periodo, en unas 5 horas:

- El primer terremoto se produjo a las 17:05 h, hora local, con una magnitud de 4,5, intensidad VI, epicentro a 3,5 km e hipocentro a unos 2 km, con una aceleración media del orden de 0,21g y picos de 0,27g.
- El segundo terremoto se registró a las 18:47 h, hora local, presentó una magnitud de 5,1, intensidad VII, epicentro a 2,9 km e hipocentro a unos 2 km, con aceleración media del orden de 0,37g y picos de 0,41g.
- El tercer terremoto se registró a las 22:37 h, hora local, arrojó una magnitud de 3,9, una intensidad de grado IV, epicentro a 4,6 km e hipocentro también a pocos kilómetros, y con una aceleración media del orden de 0,07g.

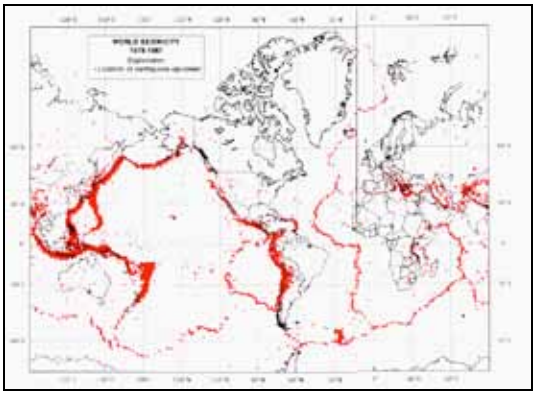


Figura A.1.1. Registro de las zonas sísmicas más importantes

[1] El PAG fue diseñado y puesto en práctica bajo la coordinación del grupo de investigación TECNOS – UCAM siendo IP el Dr. D. Juan Roldán.

Todos los datos anteriores responden a los informes publicados al efecto por los responsables de la Red Sísmica Nacional del Instituto Geográfico Nacional dependiente del Ministerio de Fomento.

La posición de España dentro de las zonas de actividad sísmica se encuentra en el entorno de influencia del movimiento de las placas tectónicas Africana y Euroasiática y, a tenor de los registros mundiales, puede calificarse de exposición moderada sobre todo si se compara con la costa oeste de Estados Unidos, Sudamérica y los litorales del este de China, Japón, etc. (figura A.1.1).

Es fácil observar en la figura A.1.1 como las zonas de mayor intensidad se dan en las líneas de contacto entre las placas tectónicas, destacando la movilidad de la placa del Pacífico, que afecta a las dos costas de mayor registro sísmico mundial: las de China, Japón y la India y, las de la costa oeste americana.

De forma más cercana, la ciudad de Lorca está afectada por varias fallas que recorren la Sierra de Tercia, especialmente la procedente de Alhama, junto a otras transversales detectadas. Son aspectos geológicos vinculados a estas fallas, entre otras cuestiones, los que han provocado los movimientos antes reseñados y los que históricamente se han descrito y detectado en el periodo de registro.

La ciudad de Lorca está situada en la zona suroeste de la Región de Murcia. Dispone de un término municipal muy extenso, casi 1.700 km^2, el segundo más grande de toda España. Tiene una población de unos 92.000 habitantes, repartidos entre las 39 pedanías con las que cuenta el municipio arrojando en conjunto una baja densidad, del orden de unos 55 habitantes/km^2. Sin embargo, la mayoría de la población se concentra en el núcleo urbano principal que aglutina unos 60.000 habitantes (el 65% del total) mientras que el resto se reparten por las pedanías del municipio, algunas alejadas entre sí más de 70 km, que van desde las costeras de Ramonete y Garrobillo hasta las interiores en la zona alta del norte, Coy y Doña Inés.

La arquitectura lorquina refleja, como otras muchas, las raíces que la fundaron y que topológicamente están organizadas desde su Castillo, pasando por su falda y esparciéndose por su Huerta. Así, la Edad Media está acotada en sus zonas altas, especialmente desde el Porche de San Antonio hasta la Puerta de Nogalte, siendo pieza clave el Castillo, desarrollado entre los siglos IX y XV.

La época renacentista la representa como ningún otro edificio La Colegiata de San Patricio, iniciada en el siglo XVI y demorándose su finalización hasta el XVIII, junto a la Plaza de España cuyos laterales están acotados por la Colegiata y el Ayuntamiento, este último manteniendo su portada original desde la reforma de 1750, siendo anteriormente sede de la Cárcel Real.

Sin embargo, es en el periodo barroco cuando surge el tipo de arquitectura que predomina en la ciudad monumental, siendo una de las fuentes más importantes de la Región de Murcia. Así surgieron palacios como la Casa de Guevara (Casa de las Columnas) y numerosos conventos, como el de Santo Domingo y el San Francisco (este sobre trazas del siglo XVI), ambos conformados entre los siglos XVII y XVIII, y actuales sedes de las dos cofradías más importantes de la ciudad, la de Nuestra Señora del Rosario (Paso Blanco) y la Hermandad de Labradores (Paso Azul).

Huellas más recientes las representan edificaciones emblemáticas como el Teatro Guerra, la Casa del Huerto Ruano, el Casino Artístico, la Plaza de Toros, todas del siglo XIX. También, el Puente de Piedra (el del Barrio), de finales del XIX y, especialmente, el Puente de la Torta, de 1910, una de las piezas pioneras en la utilización del hormigón armado en la Región. Por último, no es posible olvidar la antigua Escuela de Maestría, obra de Miguel Fisac[2], de mediados del siglo XX, afectada por los terremotos y ya demolida salvo su portada y un cuerpo central posterior, que posiblemente acabe también siendo demolido.

Las edificaciones lorquinas sufrieron un conjunto de daños cuya naturaleza fue muy diversa, dependiendo de la localización, del tipo de edificación, de las características estructurales-constructivas, de la antigüedad, del mantenimiento y de las obras de conservación correspondientes. Sin embargo, y aunque no sea objeto de este análisis, debemos recordar que lo más lamentable e irreparable fueron las 9 víctimas mortales y los más de 300 heridos.

El parque de construcciones del núcleo urbano principal es de unos 6.500 edificios que, agrupados según una de sus características estructurales relevantes como es su mayor o menor carácter hiperestático (denominación que simula por extensión el carácter hiperestático de sus nudos estructurales), presentaron las respuestas que siguen:

- Las edificaciones de predominante carácter isostático, como las construidas en la zona alta del Recinto Histórico, de una antigüedad media de unos 80-100 años, mediante muros de carga de fábricas (mamposterías, ladrillos, mezclas, etc.) sufrieron daños importantes y en muchos casos casi de forma irrecuperable. Quedan incluidos en este grupo un conjunto de edificios, de mediados del siglo XX, con falsa vocación hiperestática, construidos con pilares de hormigón armado y vigas metálicas, cuya inadecuada unión ha quedado demostrada si bien antes ya se sabía de su débil respuesta. También respondieron de forma similar algunos edificios de la zona de la Viña con una tipología estructural de elementos prefabricados, pilares y vigas con unión en de cuasi-enchufe, poco eficaz frente a acciones horizontales. Del orden de unos 200 edificios, de los 2.000 identificables como de este tipo, tuvieron que ser finalmente demolidos o quedaron a la esperan de una decisión similar, unos 300 sufrieron daños graves y del orden de 600 registraron daños leves.

- Las edificaciones más recientes, unos 4.300 edificios, correspondientes al parque de los últimos 35-40 años, pertenecientes a construcciones con predominante carácter hiperestático y mayoritariamente de hormigón armado, tuvieron un mejor comportamiento. Sólo hubo un edificio colapsado, el ubicado en la esquina de la calle Infante Juan Manuel con la calle de los Talleres; unos 150 edificios quedaron con daños difícilmente recuperables (unos 100 ya han sido demolidos o están en proceso); del orden de 450 edificios arrojaron daños graves y, el resto, unos 3.700 edificios sólo sufrieron daños moderados, leves y/o despreciables.

- Las edificaciones en altura, entre 8 y 12 plantas con estructuras de hormigón armado y/o entramados metálicos y fundamentalmente localizadas en la Av. de Juan Carlos I y en alguna otra zona de reciente crecimiento, no sufrieron daños importantes, salvo puntualmente como sucedió con el conjunto residencial San Mateo[3] que hubo de ser demolido a las pocas semanas. Salvo lo indicado, en general, las edificaciones de este

[2] Premio Nacional de Arquitectura 2003.

[3] Edificación construida en 1967. Los daños en este conjunto merecerán en futuros trabajos de investigación un análisis específico atendiendo a su antigüedad, la forma en U del conjunto y la ubicación de sus juntas estructurales, junto a la tipología constructiva y estructural que organizaba su respuesta global.

tipo sólo fueron localizadas incidencias en pilares colindantes con otras edificaciones de distintas alturas parciales de forjados (figura A.1.2) y totales de la edificación, zonas de cambios de altura, en las inmediaciones de las juntas y en otras situaciones similares. Se trata de unos 200 edificios y sólo sufrieron algunos daños relevantes 5 ó 6.

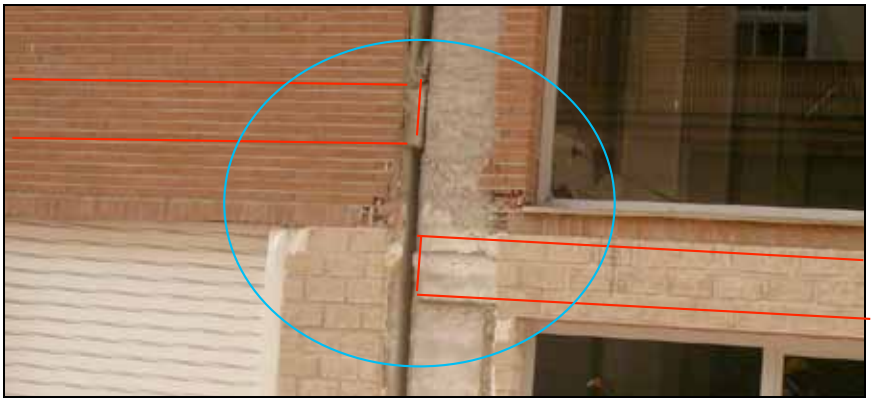


Figura A.1.2. Pilar dañado por golpeteo de forjados a distinto nivel

Es importante indicar que también sufrió daños importantes el patrimonio cultural edificado, de tal forma que unas 24 iglesias-centros parroquiales resultaron con daños importantes, especialmente la iglesia de Santiago, en el interior del recinto histórico, y resultaron también afectados un gran número de edificios catalogados, incluyendo el Castillo y sobre todo la Torre del Espolón.

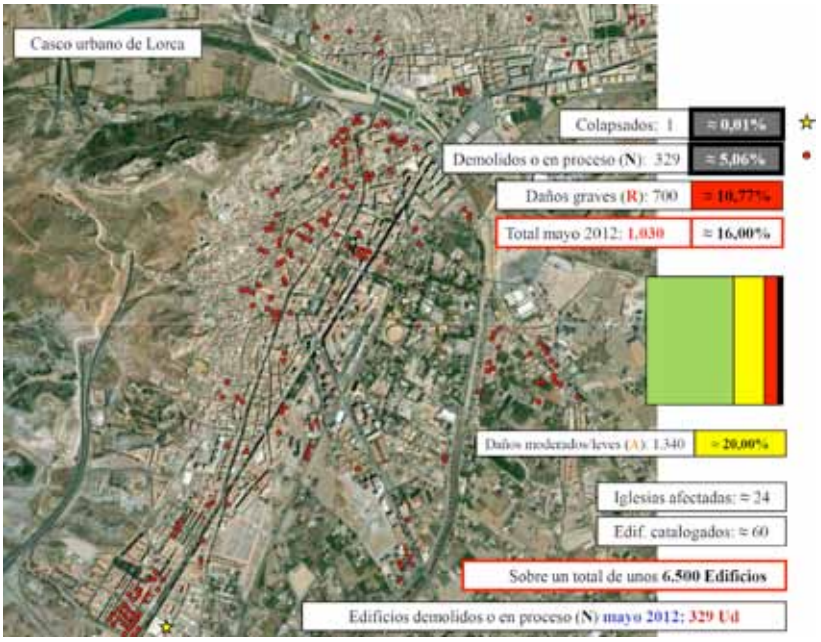


Figura A.1.3. Localización de las zonas más dañadas

En términos porcentuales los datos anteriores, recogidos en la figura A.1.3, indican que colapsó sólo el 0,01 % (sólo un edificio – figura A.1.4), que resultaron con daños irrecuperables y finalmente demolidos o en proceso de demolición unos 329 edificios (5,06 %), que se dieron daños graves en unos 700 edificios (10,77 %) y que el resto, del orden del 84 % sufrieron daños moderados, leves y/o despreciables. En el plano de la figura A.1.3 se han reflejado esquemáticamente las zonas más afectadas y los valores globales y porcentuales antes comentados, pudiendo concluirse que las edificaciones que resultaron significativamente dañadas (colapsada, con daños irrecuperables, o con daños graves) representaron un porcentaje del orden del 16 %.



Figura A.1.4. Edificio que colapsó: C/ Infante Juan Manuel esquina C/ de los Talleres

A.2. Periodos de respuesta de la población y otros agentes

Desde el punto de vista técnico, la evaluación de las edificaciones tras un terremoto suele ser el análisis más importante y determinante para dar respuesta a la situación y para extraer conclusiones que sirvan en la necesaria evolución de los sistemas de actuación frente a situaciones por venir y similares. No obstante, no deja de ser menos importante la respuesta que dan las personas frente a este tipo de catástrofes ante los aspectos técnicos que las bordean. En este sentido, puesto que en otros ya hay análisis psicológicos y antropológicos que han abordado el comportamiento de los individuos y el grupo, y lo seguirán haciendo, parece oportuno tener presente lo que experiencias previas nos han aportado sobre la cuestión.

Así, es importante distinguir la repuesta de, al menos, tres grupos de personas (figura A.2.1): los auxiliadores formados (Cuerpos de Seguridad, Bomberos, UME, ONGs, voluntarios organizados, etc.), la ciudadanía en general y los delincuentes habituales tanto individuales como en grupo. Por otro lado, el análisis o la respuesta no es la misma en los primeros días que en los ya avanzados. Así:

- El grupo de auxiliadores formados parte de un nivel de solidaridad generalmente más alto que el medio de la ciudadanía global, y en los primeros días, en torno a los dos primeros, su predisposición solidaria de eleva casi linealmente hasta alcanzar un máximo durante la primera semana. Después, se va generando un ligero descenso, poco significativo, y se mantiene en unas cotas de solidaridad dignas de mención, incluso pasados varios meses. La dedicación de algunos de los intervinientes suelen comportar riesgos personales en no pocas ocasiones, por lo que el agradecimiento a quien ofrece todo lo que puede en ayuda de los demás, siempre debe recibir un alto reconocimiento.

- La ciudadanía en general, durante los primeros días, no digamos el primero, aun partiendo de niveles solidarios inferiores a los de los auxiliadores formados, rápidamente alcanza y llega a superar a aquellos, con muestras desinteresadas, con riesgo de su integridad física, con predominio de lo colectivo frente a lo individual, etc. Sin embargo, tal situación alcanza un máximo entre el segundo y tercer día y comienza una pendiente descendiente brusca, donde lo solidario pasa a ser secundario y prima el interés cercano, probablemente entendible una vez que se es consciente del problema en primera persona, o en la afección a los familiares más próximos. Durante la semana siguiente los niveles descienden a umbrales no habituales, inferiores a los medios del inicio, coincidiendo con el desembarco en la zona de las pólizas de seguros, las empresas constructoras, los técnicos, los agravios comparativos, el orden de prioridades, etc. No obstante, en las semanas siguientes, la curva se va alternando, subiendo y bajando en solidaridad, con tendencia a la normalidad en un periodo de meses, y puede que de años.

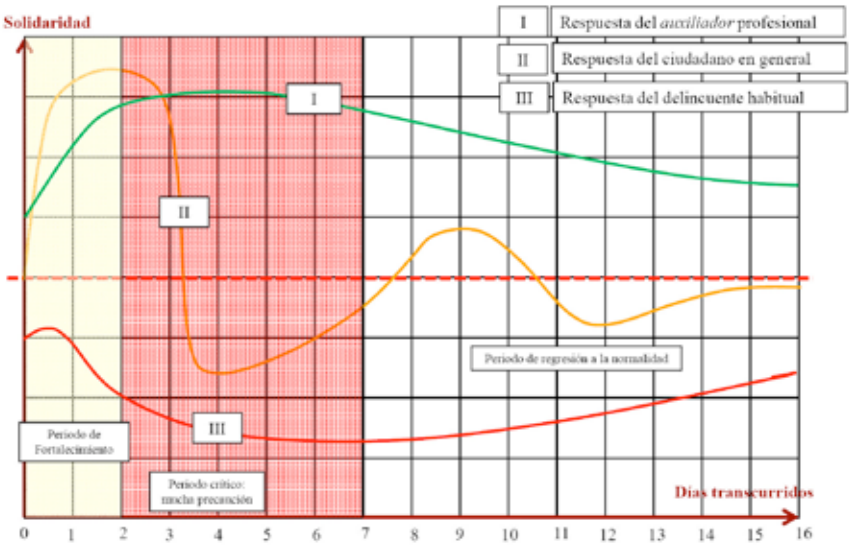


Figura A.2.1. Esquema de la respuesta solidaridad / tiempo de los agentes intervinientes

- Existe un tercer grupo de personas, que no pueden ser obviadas, esto es, los grupos de delincuencia tanto a nivel individual como organizada. Durante los primeros días, el primero o como mucho hasta el segundo, la delincuencia parece tener adormecida su finalidad principal y, a pesar de partir de niveles más bajos que en la ciudadanía en general, su solidaridad aumenta o al menos no aparece como extorsionadora. Sin embargo, esta situación dura muy poco y rápidamente durante la semana siguiente se dan todo tipo de situaciones: robos, engaños, timos, saqueos, etc. La situación de la delincuencia, igual que con el resto de los grupos se va apaciguando durante los meses siguientes sobre todo con la certera intervención de la policía.

Según se aprecia en las curvas de la figura A.2.1, se pueden prever tres periodos en todo el proceso:

1. El periodo de fortalecimiento, donde casi todos aportan ayuda, sólo se plantean formas de solucionar los innumerables problemas con que se cuenta. Es un periodo corto, uno o dos días, pero muy útil para orientar adecuadamente los restantes, especialmente el que sigue a los pocos días. Es este el periodo donde se suele desarrollar la inspección y evaluación de emergencia, lo que en general representa una ayuda pero que tiene límite de tiempo marcado por el inicio del segundo de los periodos.

2. El segundo intervalo es el periodo crítico, donde la prudencia debe presidir la toma de decisiones. Abarca en torno a una semana, y coincide con un conjunto de perturbaciones ajenas al terremoto, pero derivadas de él. Es el momento en el que los implicados empiezan a medir las consecuencias directas e indirectas del terremoto, donde las víctimas han generado el dolor real de la pérdida más allá del impacto inmediato, donde el reposo de la desgracia enciende el choque de intereses, donde hacen acto de aparición multitud de agentes de muy diversa calaña: seguros, empresas, técnicos, gestores, orientadores, etc.

3. El último periodo abarca muchos meses, e incluso puede que años, se trata del periodo de regresión a la normalidad. Los auxiliadores formados van acomodando su situación a lo habitual, la ciudadanía da bandazos solidarios de uno y otro signo, y la delincuencia empieza actuar como lo hacía antes del terremoto. Sólo algunos grupos aislados mantienen estrategias especiales si bien quedan más cercanas al mundo socio-político que al técnico.

A.3. Tipificación del Procedimiento de Actuación Global (PAG): inspecciones y evaluaciones

La experiencia en Lorca, y en otros lugares, permitió generar procedimientos que en el ámbito de la intervención técnica fueron encaminados a reducir los niveles de improvisación a los justamente tolerables. Esta es una de las intenciones, entre otras, que comportó la tipificación de las actuaciones que después se indican y que pretendieron ir en sintonía con las necesidades que la población y el resto de agentes afectados iban precisando para devolver a la ciudad una situación de vuelta a la normalidad.

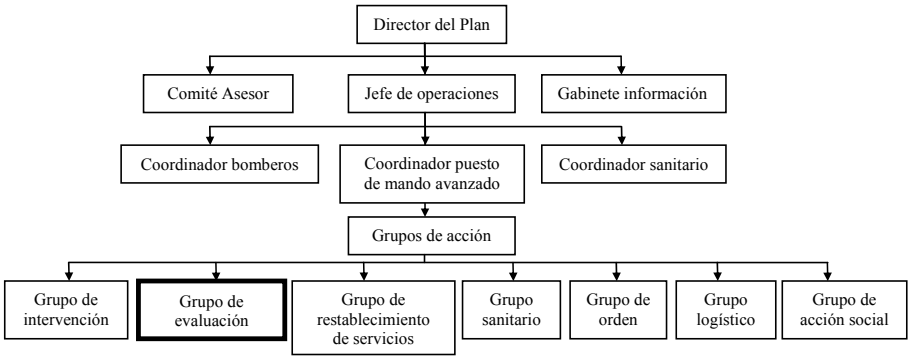


Figura A.3.1. Esquema de la estructura y organización general del Plan SISMIMUR-06

La participación técnica de evaluación, en el Plan SISMIMUR-06, estaba prevista fundamentalmente en el apartado 7.8.2 destinado al Grupo de Evaluación Sísmica (GES – figura A.3.1), desarrollando quienes lo integran y sus funciones. La tipificación del procedimiento que sigue tuvo como finalidad completar las acciones de la evaluación en las fases inmediatas, de emergencia, etc., implicando en su desarrollo a la iniciativa privada, con equipos contratados por los propietarios de las edificaciones y una vez concluidas las labores técnicas, o en paralelo con las que la Administración llevó a cabo tras los terremotos de Lorca y posteriormente a la fase de emergencia. El Procedimiento de Actuación Global (PAG) trató de completar aquello que se pudo comprobar que era necesario para dotar de orden, rigor y registro a las intervenciones que se practicaron, esencialmente, una vez finalizada la fase de emergencia.

Así, el procedimiento seguido contiene la organización general que se ha reproducido en el esquema de la figura A.3.2 y cuya referencia se pretende que sirva para quien lo quiera aplicar, adaptar, modificar, completar y/o mejorar en aras de uno final que pueda ser refrendado en una futura reglamentación de obligado cumplimiento, aun pendiente pero quizás necesaria en un futuro no muy lejano.

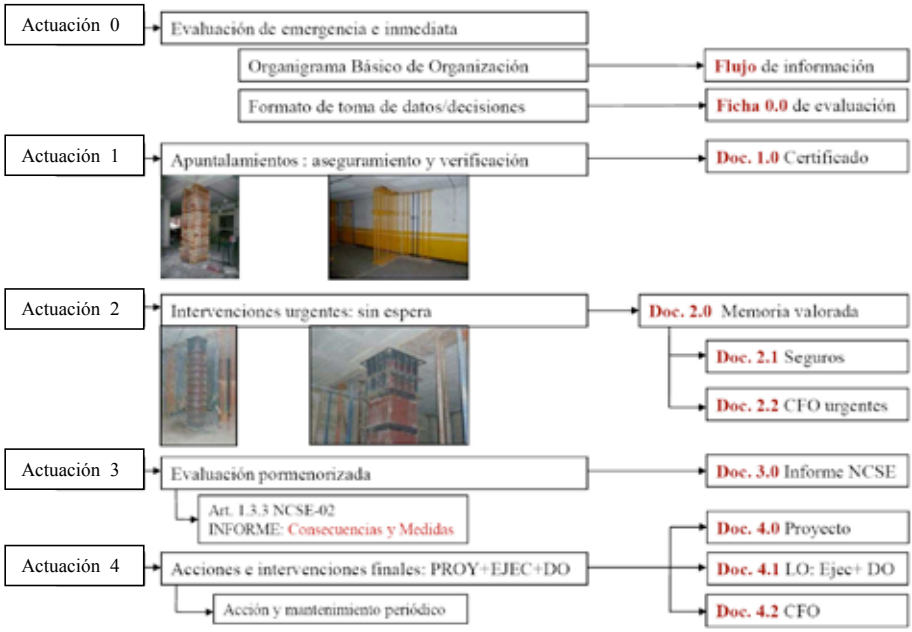


Figura A.3.2. Esquema de la organización general del PAG

La metodología se centra en la intervención técnica y consta de 5 actuaciones (0, 1, 2, 3 y 4), que abarcan desde el momento inmediato tras el terremoto hasta la ejecución de las obras necesarias para reparar los daños causados. Se excluye de la metodología la que podíamos denominar actuación 5 que consistiría en todo el proceso encaminado a la consolidación sísmica global de las edificaciones frente a futuros terremotos, pues tal acción debe estar a los criterios de la legislación vigente, no sólo sísmica, al implicar otros factores de índole económica, gestión promocional, derechos de propiedad privada y colectiva, etc., ajenos a la metodología aquí en cuestión. Las cinco actuaciones fueron:

- 0. Evaluación de emergencia e inmediata.
- 1. Revisión del apuntalamiento.
- 2. Intervenciones urgentes.
- 3. Evaluación pormenorizada.
- 4. Ejecución de las acciones complementarias.

De las cinco actuaciones descritas, la que corresponde con actuación 0 es la que se desarrolla y contempla en el capítulo IV, especialmente en el terma 9, ya que se refiere a la evaluación de emergencia e inmediata que entones se llevó a cabo en las primeras 72 horas tras los terremotos.

Por otro lado, en el apartado A.4 de este Anexo, y para cada una de las actuaciones, se acompañan los formatos tipo que se utilizaron en función de los momentos de cada intervención. Los formatos, como los procedimientos, tratan de ser sencillos, fácilmente aplicables, y fácilmente adaptables a las situaciones generadas las los terremotos, además de

haber sido consensuados en lo esencial con el Ayuntamiento de Lorca y con el Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia.

Actuación 0. Evaluación de emergencia e inmediata

Se trata de la actuación que con carácter de urgencia se llevó a cabo bajo la coordinación de la Administración, según lo previsto en el Plan SISMIMUR-06, y que se aplicó en los primeros días tras los seísmos, y que responde fundamentalmente al periodo de fortalecimiento reflejado en las graficas de la figura A.2.1, por lo que se pretendía aprovechar toda la carga inercial del periodo como forma de intensificar las inspecciones, canalizar la colaboración ciudadana, la participación del voluntariado, así como la coordinación con otras organizaciones auxiliadoras previamente ya preparadas para la intervención.

La evaluación en fase de emergencia se llevó a cabo desde los momentos posteriores a los terremotos hasta unos pocos días más, fundamentalmente en las 48-72 horas siguientes. El procedimiento de evaluación de daños, desde el punto de vista técnico, incorporó dos documentos operativos: el flujo de información de los equipos técnicos intervinientes y el modelo de ficha de evaluación rápida.



Figura A.3.3. Organigrama básico del flujo de información técnica

El flujo de información (figura A.3.3) se canalizó mediante el equipo que llevó a cabo la Coordinación General, en contacto directo con la autoridad responsable, que comunicaba los dos tipos de agentes técnicos más inmediatos en esta fase: los Equipos (grupos) de Evaluación de Daños (EED) y los Grupos de Intervención (GI), tal y como quedaron denominados en la estructura y organización del Plan SISMIMUR-06. Igualmente, la Coordinación General, además de abordar la organización y dirección general de todo el proceso, fue la que solventó los aspectos legales para el acceso a propiedades privadas y/o públicas.

Los Equipos de Evaluación de Daños (EED), integrados en los Grupos de Evaluación Sísmica (GES) estuvieron formados por técnicos, de la administración local, autonómica y voluntarios, con cierta experiencia en las tareas de evaluación de daños, y tomando en consideración que fueran acompañados por técnicos conocedores de la ciudad, entre otros. El número de miembros de cada EED fue del orden de 2 ó 3.

Como grupo transversal, para la reevaluación de situaciones especialmente críticas o dudosas, se dispuso de un equipo más especializado que se denominó Equipo 0 (Grupo 0 también), formado por miembros especialmente acreditados para situaciones de evaluación extrema y/o críticas. Este equipo se subdividió, en algunos momentos, en Subequipos 0.1, 0.2, etc. Se trató de un equipo no asignado a un área concreta sino transversal a todas ellas, para servir de apoyo a los de cada zona, así como para la evaluación de las edificaciones de especial importancia tal y como se pareció oportuno para zanjar algunos disparidades de criterio entre unas y otras evaluaciones. El Equipo 0 estuvo formado por 7 miembros, seis de los cuales generaron tres Subequipos y el restante actuó, preferentemente, de coordinador de las tareas en las que intervino.

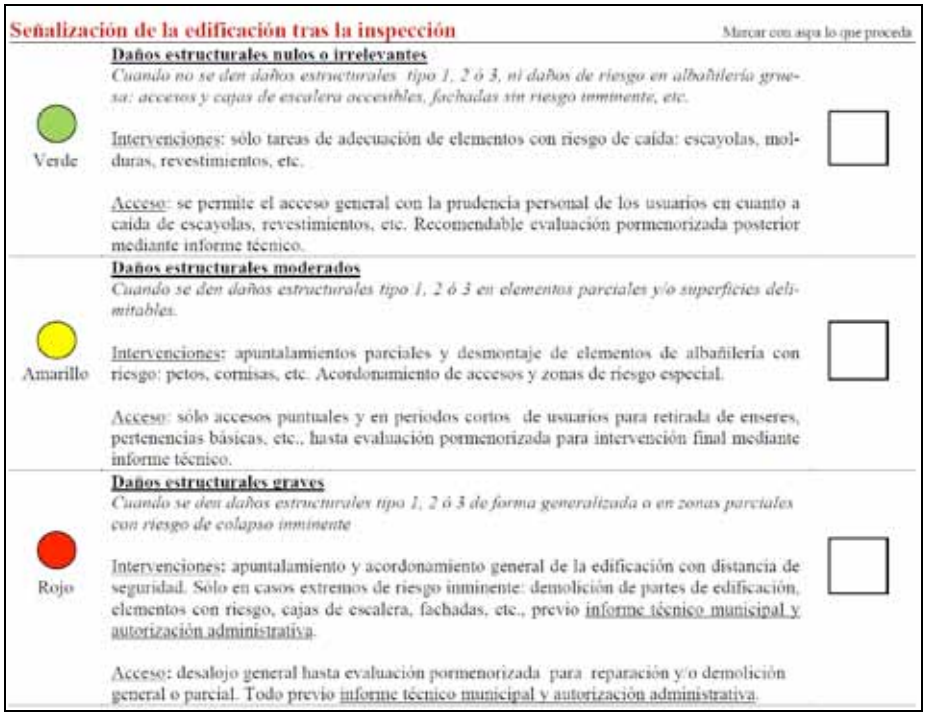
Lo relevante y más general de este momento, sus características y aspectos específicos se han desarrollado en el Tema 9, en especial la asignación de colores a las edificaciones en función de su estado (verde, amarillo y rojo) junto a las acciones a realizar, siendo aquí relevante la descripción de lo que se llevó a cabo, entonces en Lorca, así como las características de lo recogido en la ficha de evaluación de emergencia que se utilizó, y que intentó facilitar todo el proceso, distinta de la fichas que inicialmente se planearon, ya que la existentes no fueron pensadas para lo especifico de una evaluación postsísmica.

En el Doc. 0.0 del apartado A.4 se acompaña la ficha de evaluación, que se denominó Ficha 0.0, que se utilizó en las más de 6.500 evaluaciones llevadas a cabo en Lorca en los primeros días tras los terremotos de mayo de 2011. En la Fig. A.3.4 se ha ampliado el cuerpo esencial de la ficha.

La ficha sólo tenía una página y se dividió en tres bloques esenciales: el encabezamiento donde se forma sencilla se identificaba el inmueble y el Equipo (Grupo) de Evaluación de Daños, el cuerpo de evaluación en sí, donde se optaba por tres situaciones (figura A.3.4), que se correspondían con el código de tres colores: verde, amarillo y rojo, y un cuerpo inferior destinado a breves observaciones a la par que se reproducía el esquema de los tres tipos de afecciones mas esperables en pilares, junto al flujo de información a utilizar, de tal forma que no se produjeran interferencias por desconocimiento del mismo.

Es evidente que la ficha no trataba de extraer todos los datos que rigurosamente son precisos para una evaluación afinada, pero sirvió para agilizar el proceso así como para trasladar a la autoridad responsable los datos esenciales para tomar decisiones en situación de emergencia.

Por lo dicho, el Procedimiento de Actuación Global, contempló esta primera evaluación con otras posteriores mucho más afinadas, incluyendo la evaluación pormenorizada que emanaba del la NCSE-02 en lo referente a la actuación 03.



Señalización de la edificación tras la inspección Marcar con aspa lo que proceda

Daños estructurales nulos o irrelevantes

Cuando no se den daños estructurales tipo 1, 2 ó 3, ni daños de riesgo en albañilería gruesa: accesos y cajas de escalera accesibles, fachadas sin riesgo inminente, etc.

Verde

Intervenciones: sólo tareas de adecuación de elementos con riesgo de caída: escayolas, molduras, revestimientos, etc.

Acceso: se permite el acceso general con la prudencia personal de los usuarios en cuanto a caída de escayolas, revestimientos, etc. Recomendable evaluación pormenorizada posterior mediante informe técnico.

Daños estructurales moderados

Cuando se den daños estructurales tipo 1, 2 ó 3 en elementos parciales y/o superficies delimitables.

Amarillo

Intervenciones: apuntalamientos parciales y desmontaje de elementos de albañilería con riesgo: petos, cornisas, etc. Acordonamiento de accesos y zonas de riesgo especial.

Acceso: sólo accesos puntuales y en periodos cortos de usuarios para retirada de enseres, pertenencias básicas, etc., hasta evaluación pormenorizada para intervención final mediante informe técnico.

Daños estructurales graves

Cuando se den daños estructurales tipo 1, 2 ó 3 de forma generalizada o en zonas parciales con riesgo de colapso inminente

Rojo

Intervenciones: apuntalamiento y acordonamiento general de la edificación con distancia de seguridad. Sólo en casos extremos de riesgo inminente: demolición de partes de edificación, elementos con riesgo, cajas de escalera, fachadas, etc., previo informe técnico municipal y autorización administrativa.

Acceso: desalojo general hasta evaluación pormenorizada para reparación y/o demolición general o parcial. Todo previo informe técnico municipal y autorización administrativa.

Figura A.3.4. Cuerpo central de la Ficha 0.0 de evaluación de emergencia: inmediata

Actuación 1. Revisión del apuntalamiento

Una vez evaluado en la actuación 0 el parque edilicio, en situación de emergencia y con toma de decisiones inmediatas, resultó conveniente ir devolviendo el protagonismo a los propietarios de las edificaciones cuyas acciones complementarias permitieran llevarse a cabo sin la intervención de la Administración. Así, las edificaciones deben entrar en un proceso que acabe con el retorno de los usuarios a todos aquellos edificios cuya situación lo permita, todo ello pasando por la revisión de las situaciones que, en estado de emergencia, fueron evaluadas en la actuación 0. Se trató de ratificar la asignación de colores de las situaciones frontera, de tal forma que el código quedara ratificado o ajustado tras una evaluación más específica y detenida.

El proceso incluyó el traspaso de colores, de tal forma que los edificios señalados en rojo pudieran pasar a amarillo, y estos a verde si se iban dando las condiciones para ello, ya indicadas en la Ficha 0.0. Algunos en código rojo podrían entrar en un procedimiento de demolición si se daban todas las circunstancias técnicas y legales que así lo determinaran.

Por lo dicho, y en general por iniciativa de los propietarios, individuales o en régimen de comunidad, los edificios debían pasar una revisión para la verificación y/o adecuación de los apuntalamientos que por vía de emergencia se llevaron a cabo los días inmediatos a los terremotos. Un modelo de certificado correspondiente a la revisión se acompaña en el apartado A.4 de este Anexo según el formato Doc. 1.0.

El cuerpo principal del certificado daba respuesta a cinco aspectos:

- Que se han revisado los elementos estructurales esenciales y que sus apuntalamientos son suficientes para la estabilidad de la edificación.

- Que se han inspeccionados los elementos constructivos, fundamentalmente las albañilerías exteriores, y que junto a las medidas adoptadas presentan fiabilidad suficiente ante caídas, desplomes y degradaciones.

- Que con base en lo anterior la edificación presenta fiabilidad suficiente para permitir el acceso y la recogida de las pertenencias de los moradores del edificio, siempre de forma puntual y en condiciones que se deben especificar.

- Que la propiedad deberá propiciar, en el menor tiempo posible, el refuerzo estructural urgente de los elementos afectados antes de poder acceder de forma continuada a la edificación.

- Que tras la certificación de los refuerzos y la adecuación de las condiciones mínimas de habitabilidad, la edificación podrá retornar a uso habitual debiendo someterse posteriormente, para su uso pleno, a la evaluación estructural pormenorizada y las acciones que resulten de las determinaciones del art. 1.3.3 de la NCSE.

Actuación 2. Intervenciones urgentes

La actuación 2 trató de llevar a cabo, por vía de urgencia, las intervenciones estructurales y de albañilería que no tenían espera para garantizar la fiabilidad estructural de la edificación, alguna de sus partes y/o las posibles repercusiones a las colindantes y a la vía púbica. Los documentos principales de la actuación fueron los formatos Doc. 2.0 y Doc. 2.1 y Doc. 2.2, según las siguientes características:

- Doc. 2.0.- Memoria Valorada de las intervenciones urgentes. Es el documento que principalmente las define y se acompaña como formato Doc. 2.0 en el apartado A.3 de este Anexo. Recoge tanto las intervenciones urgentes estructurales como las de albañilería que resultaron imprescindibles para dotar al inmueble de la fiabilidad estructural necesaria y las condiciones de habitabilidad exigibles, para que los usuarios/propietarios pudieran retornar a sus viviendas. Este documento sirvió para la solicitud de licencia de obras urgentes ante el Ayuntamiento por lo que tuvo que contener todos los externos que eran exigibles, tal y como se han incorporado en el índice tipo adjunto en formato, y específicamente:

- Memoria de las intervenciones urgentes: antecedentes, descripción de daños, análisis de las causas, descripción de las intervenciones estructurales y de albañilería urgentes, presupuesto general de las intervenciones urgentes.

- Planos de situación y emplazamiento, croquis de localización de las reparaciones.

- Anexos: Plan de Control de Calidad, Estudio de Gestión de Residuos, Estudio de Seguridad y Salud y Detalles Constructivos de las reparaciones, con las especificaciones de materiales y sistemas.

- Doc. 2.1.- Informe para seguros. La necesidad de dar respuesta a las peticiones que los organismos implicados hacen a los damnificados, fundamentalmente el Consorcio de Compensación de Seguros, hizo recomendable proporcionar un informe resumen de los costes previsibles para subsanar los daños en cuestión. El documento tipo se acompaña en el formato Doc. 2.1 en el apartado A.3 de este Anexo, conteniendo:

- Antecedentes, descripción de daños, análisis de las causas, descripción de las intervenciones realizadas: actuaciones 0 y 1, descripción de las intervenciones por realizar: actuaciones 2, 3 y 4 y valoración del coste general de todas las intervenciones.

- Planos de situación y emplazamiento, croquis de localización de las intervenciones.

- Anexos: justificantes de costes ya efectuados en las actuaciones 0 y 1, Presupuesto pormenorizado de empresa constructora de las intervenciones restantes, justificación de otros costes: honorarios técnicos, licencias de obras, etc.

- Doc. 2.2.- Certificado Final del las Obras Urgentes. Una vez finalizadas las intervenciones contenidas en el formato Doc. 2.0 se procedió al Certificado Final de las Obras Urgentes (CFOU), lo que daba pie a que el Ayuntamiento para poder modificar el color del inmueble, pasando de rojo o amarillo a verde, en función de su estado inicial y las obras contempladas en el Doc. 2.0.

Actuación 3. Evaluación pormenorizada

La norma sísmica en vigor, esto es la NCSE-02, fue publicada el 11 de octubre de 2002 en el Boletín Oficial del Estado nº 244 mediante desarrollo del RD 997/2002 de 27 de septiembre, establecía en su apartado 1.3.3 la necesidad de realizar un informe, tras un terremoto, de cada construcción situada en zonas de intensidad igual o superior a VII (E.M.S), tal y como se recoge en el literal del texto de la figura A.3.4.

Según lo anterior, una posible interpretación atendiendo a la actual clasificación de zonas por intensidades esperables en la Escala Macrosísmica Europea donde, de forma aproximada, las zonas españolas con aceleración básica igual o superior a 0,08g coinciden con las de intensidad igual o superior a VII (ver mapas de peligrosidad por aceleración y por intensidad E.M.S), deberían estar sometidas a las exigencias del artículo, y en el caso de la Región de Murcia no sólo Lorca, sino en casi todos los municipios (38 de 45: el 85%) menos siete: Calasparra, Caravaca de la Cruz, Cartagena, Jumilla, Moratalla, La Unión y Yecla, que quedan con aceleración básica no superior a 0,07g.

Según otra interpretación más razonable, la referencia del apartado 1.3.3 de la norma se centra en zonas con intensidad de al menos VII valorada y asignada tras el terremoto. En cualquiera de las interpretaciones, en las edificaciones lorquinas, con intensidad esperable o posteriormente valorada y asignada tras el terremoto de al menos VII, procede la evaluación de forma pormenorizada como se prevé en la actuación 3 de la metodología que ahora se desarrolla, cuya finalidad fue analizar dos aspectos esenciales (ver 1er párrafo del art. 1.3.3 NCSE-02 - figura A.3.4):

- Las consecuencias del sismo sobre la edificación.
- Determinar el tipo de medidas que, en su caso, corresponda adoptar.

1.3.3. Cumplimiento de la Norma durante el período de vida útil.

Cuando ocurra un terremoto de intensidad alta deberá realizarse un informe de cada construcción situada en las zonas con intensidad igual o superior a VII (escala E.M.S.) en el que se analicen las consecuencias del sismo sobre dicha construcción y el tipo de medidas que, en su caso, proceda adoptar.

La responsabilidad de la confección de este informe recaerá en el técnico encargado de la conservación, o bien, en caso de no existir éste, en la propiedad o entidad explotadora, que deberá requerir la elaboración del citado informe a un profesional competente.

Figura A.3.4. Art. 1.3.3 NCSE-02

El formato previsto para la actuación 3 se recoge como Doc. 3.0 recogido en el apartado A.4 de este Anexo, cuyo contenido se prevé según la siguiente relación:

- Antecedentes: agentes intervinientes en la construcción inicial, descripción de la edificación, del tipo estructural, de los elementos constructivos comunes y privativos, relación de intervenciones de reparación y/o mantenimiento llevadas a cabo, etc.
- Descripción de daños en la edificación: daños en elementos comunes, daños en elementos privativos, análisis de daños según su magnitud y localización.
- Discusión sobre las causas: parámetros previstos en la normativa, datos registrados y factores derivados, evaluación de los efectos/causas medidos sobre los esperados.
- Evaluación de las reglas de diseño y prescripciones constructivas según la norma sismorresistente: reglas de índole general, análisis de la cimentación, de muros estructurales de fábrica, de elementos estructurales de hormigón, de acero y de otros elementos de la construcción.
- Propuestas de intervención: análisis general de las intervenciones ya realizadas, intervenciones recomendadas a corto plazo, intervenciones recomendadas a largo plazo, intervenciones privativas y otras.
- Valoraciones estimativas: resumen de costes de las actuaciones ya realizadas: 0, 1 y 2, presupuestos de las pendientes: sobrevenidas durante la actuación 3 y presupuesto para la actuación 4 distinguiendo entre costes comunitarios y privativos.
- Conclusiones finales: sobre los daños, las causas, las intervenciones y sobre los costes estimados.
- Anexos: datos relevantes de los terremotos ocurridos, análisis sísmico y sus parámetros de cálculo según la normativa, acciones de apuntalamientos llevados a cabo, documentación de las reparaciones urgentes llevadas a cabo y su certificado final, recomendaciones generales sobre mantenimiento y uso, reportaje fotográfico de la evolución, planos y esquemas de la edificación con reflejo de daños e intervenciones, resultados sobre catas, y ensayos en caso de haber sido necesarios, documentación complementaria de interés en función del caso concreto.

Actuación 4. Ejecución de las acciones complementarias

La actuación 4 es una situación posterior y última para la metodología analizada, cuya capacidad activa recae en la propiedad de la edificación y tiene por finalidad llevar a cabo dos tipos de acciones:

- Las acciones que se deriven de la evaluación pormenorizada de la actuación 3 cuyos resultados se reflejan en el informe del formato Doc. 3.0. Las acciones de intervención

se clasifican en: a corto, medio y largo plazo. Obviamente las acciones a corto plazo son las que se recomienda a la propiedad que lleven a cabo a continuación, si no a la par, de la actuación 3, para garantizar el retorno a la fiabilidad inicial en la respuesta estructural de la edificación o evitar riesgos de desprendimientos sobre los usuarios o sobre la vía pública.

- Las acciones añadidas que el propietario quiera llevar a cabo por motivos de mantenimiento, mejora, adecuación, etc. y que resulten de su interés atendiendo al estado tan extraordinario a que se vio sometida la edificación.

Es conveniente volver a reseñar que, tras la actuación 4, es oportuno completar las recomendaciones de los informes previos con una evaluación global de la edificación, que tenga en cuenta los refuerzos, las reparaciones y otras obras realizadas, en todas las actuaciones, junto al tipo de estructura y resto de elementos de fábrica para componer una consolidación sísmica global de la edificación frente a futuros terremotos a tenor de la más reciente normativa de aplicación, situación ésta no contemplada en las actuaciones antes descritas.

La documentación relevante de la actuación 4 serían los tres documentos que siguen:

- Doc. 4.0.- Proyecto de intervención, recogiendo todos los apartados del actual CTE en aquello que resulta de aplicación atendiendo a la singularidad de la actuación, junto al conjunto de anexos que son imprescindibles. Este documento debe servir para tramitar la petición de la correspondiente licencia de obras ante el Ayuntamiento y es previsible que sólo sea preciso hacerlo para edificaciones con código rojo. En edificaciones con código amarillo puede resultar suficiente una petición de licencia de obra menor. El contenido del proyecto sería:

– Memoria descriptiva: agentes intervinientes, información previa, estado actual, descripción y parámetros de la intervención, prestaciones de la edificación tras la intervención: requisitos de seguridad, habitabilidad, funcionalidad, exigencias extraordinarias acordadas con la propiedad y limitaciones de usos globales y de las dependencias.

– Memoria constructiva y calidades: análisis del sistema de sustentación, del estructural, de la envolvente, de la compartimentación interior, de los acabados, del sistema de acondicionamiento e instalaciones, del sistema de equipamiento y de las obras de urbanización complementarias a las de la edificación en caso de precisarse.

– Justificación del cumplimiento del CTE en la intervención, entendida como justificación puntual de lo esencial de la actuación en aquello que perturba las condiciones iníciales del edificio, no una justificación sobre la consolidación sísmica global que correspondería a una actuación posterior a las analizadas. Así: cumplimiento de las prestaciones básicas de seguridad estructural (SE), de seguridad en caso de incendio (SI), de seguridad de utilización (SU), de salubridad (HS), de protección frente al ruido (HR), de ahorro energético (HE), de otras prestaciones acordadas con la propiedad y el cumplimiento de otros reglamentos como: baja tensión (REBT), condiciones de habitabilidad y accesibilidad autonómicas, infraestructuras comunes de telecomunicaciones, etc.

– Anexos a la memoria: información geotécnica (EG), anejo de cálculo de la intervención estructural, especificaciones sobre protección contra incendios, desarrollo de

instalaciones intervenidas, estudios de gestión de residuos (EGR), plan de control de calidad, Estudio de Seguridad y Salud (ESS), etc.

- Pliego de condiciones: pliego de clausulas administrativa y Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares (PPTP) con especificaciones sobre materiales, unidades de obra y sus verificaciones.

- Estado de mediciones y presupuesto (MyP): mediciones por capítulos y partidas, presupuesto detallado y resumen por capítulos.

- Planos: situación y emplazamiento, urbanización y acometidas, planos de estado actual: localización de daños en planta, alzado y sección, planos de intervención: intervenciones estructurales, constructivas, instalaciones, carpinterías y detalles constructivos.

- Doc. 4.1.- Libro de Órdenes, según modelo oficial y habitual (Decreto 462/1971 de 11 de marzo y Orden de 9 de junio de 1971).

- Doc. 4.2.- Certificado Final de Obra. Modelo mancomunado entre los Colegios Profesionales implicados.

A.4. Formatos tipo

Doc. 0.0.- Ficha 0.0.- Ficha de evaluación inmediata utilizada en Lorca

Doc. 1.0.- Modelo de certificado de revisión del apuntalamiento

Doc. 2.0.- Índice de memoria valorada de intervenciones urgentes
Doc. 2.1.- Índice de informe para Seguros
Doc. 2.2.- Modelo certificado final de obra de intervenciones urgentes

Doc. 3.0.- Índice informe de evaluación pormenorizada NCSE

Doc. 4.0.- Índice proyecto de intervención
Doc. 4.1.- Libro de órdenes
Doc. 4.2.- Certificado Final de Obra

Doc. 0.0

Ficha de evaluación de emergencia: inmediata **Ficha 0.0**

Fecha inspección: Grupo de Evaluación de Daños (GED):

Identificación de la edificación:

Inspeccionar preferentemente PB y P1. Igualmente enanos de elevación de nivel 0

Señalización de la edificación tras la inspección Marcar con aspa lo que proceda

Verde

Daños estructurales nulos o irrelevantes

Cuando no se den daños estructurales tipo 1, 2 ó 3, ni daños de riesgo en albañilería gruesa: accesos y cajas de escalera accesibles, fachadas sin riesgo inminente, etc.

Intervenciones: sólo tareas de adecuación de elementos con riesgo de caída: escayolas, molduras, revestimientos, etc.

Acceso: se permite el acceso general con la prudencia personal de los usuarios en cuanto a caída de escayolas, revestimientos, etc. Recomendable evaluación pormenorizada posterior mediante informe técnico.

Amarillo

Daños estructurales moderados

Cuando se den daños estructurales tipo 1, 2 ó 3 en elementos parciales y/o superficies delimitables.

Intervenciones: apuntalamientos parciales y desmontaje de elementos de albañilería con riesgo: petos, cornisas, etc. Acordonamiento de accesos y zonas de riesgo especial.

Acceso: sólo accesos puntuales y en periodos cortos de usuarios para retirada de enseres, pertenencias básicas, etc., hasta evaluación pormenorizada para intervención final mediante informe técnico.

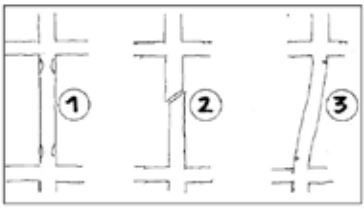
Rojo

Daños estructurales graves

Cuando se den daños estructurales tipo 1, 2 ó 3 de forma generalizada o en zonas parciales con riesgo de colapso inminente

Intervenciones: apuntalamiento y acordonamiento general de la edificación con distancia de seguridad. Sólo en casos extremos de riesgo inminente: demolición de partes de edificación, elementos con riesgo, cajas de escalera, fachadas, etc., previo informe técnico municipal y autorización administrativa.

Acceso: desalojo general hasta evaluación pormenorizada para reparación y/o demolición general o parcial. Todo previo informe técnico municipal y autorización administrativa.



Observaciones

Firma



Doc. 1.0

Exp: 000-00

Doc. 1.0
Terremoto en Ciudad (00-00-0000)
REVISIÓN DE APUNTALAMIENTO

Edificio:
Situación:
Peticionario:
NIF CP:
Representante:
DNI:

Atendiendo al encargo llevado a cabo por el peticionario en representación de la Propiedad del edificio de referencia, y ante las acciones de apuntalamiento y otras medidas de prevención urgentes llevadas a cabo por distintos agentes a tenor de los efectos causados en el edificio por las sacudidas sísmicas acaecidas en Ciudad el 00 de mes de 0000;

CERTIFICAMOS

1. Que se han inspeccionado los elementos principales de la estructura de la edificación, especialmente en las zonas donde la acción sísmica se ha cebado sobre los elementos estructurales esenciales: pilares, losas de escalera, vigas, zunchos y forjados; y que las acciones de apuntalamiento de tales zonas son suficientes, aunque provisionales, para asegurar su adecuada respuesta gravitatoria en servicio ocasional, siendo oportuno llevar a cabo las reparaciones estructurales de los elementos afectados con la mayor diligencia posible.

2. Que se han inspeccionado los elementos constructivos exteriores esenciales de la edificación: fachadas, petos, barandillas, cornisas, revestimientos, etc., así como a las zonas comunes del interior que permiten el acceso puntual a las distintas viviendas, locales y plazas de garaje resultando un estado, junto a los apuntalamientos y fijaciones provisionales llevados a cabo, con suficiente fiabilidad frente a caídas, desplomes y degradaciones.

3. Que atendiendo a los puntos anteriores, y salvo vicios ocultos, la edificación presenta fiabilidad suficiente para permitir el acceso y la recogida de las pertenencias de los moradores del edificio, siempre de forma puntual y conociéndolo algún acompañante que deberá permanecer fuera. El acceso se realizará de forma ordenada y sin que se golpeen, varíen o modifiquen bajo ninguna circunstancia los medios de apuntalamiento, señalización o protección dispuestos, representando cualquier alteración la anulación de los efectos del presente certificado hasta una nueva valoración.

4. La propiedad deberá propiciar, en el menor tiempo posible, la reparación estructural de los elementos afectados según las directrices del equipo técnico contratado al efecto antes de poder acceder de forma continuada a la edificación, especialmente para pernoctar, para lo que será preceptivo el correspondiente certificado final de los refuerzos que acredite la verificación de su puesta en obra.

5. Tras la certificación de las reparaciones y la adecuación de las condiciones mínimas de habitabilidad, la edificación podrá retornar a uso habitual debiendo someterse posteriormente, para su uso pleno, a la evaluación estructural pormenorizada y las acciones que resulten de las determinaciones del art. 1.3.3 de la Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación, NCSE.

Lo anteriormente expuesto así lo certificamos a los efectos legales oportunos, según nuestro leal saber y entender.

Ciudad a 00 de mes de 0000

Firma de los Técnicos que certifican

Anexos al certificado de apuntalamiento:

- Situación y emplazamiento de la edificación
- Croquis de localización del apuntalamiento
- Reportaje fotográfico del apuntalamiento

Doc. 2.0

Exp.: **000-00**

Doc. 2.0
MEMORIA VALORADA DE INTERVENCIONES DE URGENCIA

Edificación:
Situación:
Peticionario:
CIF:

MEMORIA DE INTERVENCIONES DE URGENCIA EN LA EDIFICACIÓN COMO CONSECUENCIA DE LOS TERREMOTOS ACAECIDOS EN CIUDAD EL 00 DE MES DE 00001

Índice:

1.- Antecedentes …….. ss
2.- Daños en la edificación ……. ss
2.1.- Daños en elementos comunes…… ss
2.2.- Daños en elementos privativos …….. ss
3.- Análisis de causas ……. ss
4.- Intervenciones urgentes …… ss
4.1.- Intervenciones estructurales urgentes …… ss
4.2.- Intervenciones urgentes de albañilería …… ss
5.- Presupuesto de las intervenciones urgentes ……. ss
5.1.- PEM intervenciones estructurales urgentes …….. ss
5.2.- PEM intervenciones de albañilería urgentes …… ss
5.3.- Resumen del presupuesto de las intervenciones …… ss

Situación y emplazamiento de la edificación…… ss
Croquis de localización de las reparaciones urgentes…….. ss
Croquis de localización de albañilerías urgentes…… …….. ss
Reportaje fotográfico…….. ss

Anexo 1.- Plan de Control de Calidad…… ss
Anexo 2.- Estudio de gestión de residuos…… …….. ss
Anexo 3.- Seguridad y Salud. Coordinador Seguridad…… …….. ss
Anexo 4.- Detalles Constructivos. Especificaciones…… …….. ss

Doc. 2.1

Exp.: **000-00**

Doc. 2.1
INTERVENCIONES COMUNES Y VALORACIÓN
Seguros

Edificación:
Situación:
Peticionario:
CIF:

INFORME DE INTERVENCIONES COMUNES Y SU VALORACIÓN EN LA EDIFICACIÓN COMO CONSECUENCIA DE LOS TERREMOTOS ACAECIDOS EN CIUDAD EL 00 DE MES DE 0000

Índice:

1.- Antecedentes…….. ss
2.- Daños en la edificación…….. ss
2.1.- Daños en elementos comunes……. ss
2.2.- Daños en elementos privativos…….. ss
3.- Análisis de causas ……. ss
4.- Intervenciones previstas …… ss
4.1.- Fase 1: apuntalamientos…… ss
4.2.- Fase 2: Intervenciones urgentes……. ss
4.2.1.- Intervenciones urgentes estructurales……. ss
4.2.2.- Intervenciones urgentes albañilería..…… ss
4.3.- Fase 3: Evaluación pormenorizada…….…… ss
4.2.- Fase 4: Intervenciones complementarias finales……..……. ss
5.- Valoración de las intervenciones…… ss
5.1.- Presupuesto de las intervenciones iníciales y urgentes…….. ss
5.2.- Presupuesto de las intervenciones complementarias……. ss
5.3.- Resumen del presupuesto de las intervenciones…… ss

Situación y emplazamiento de la edificación……. ss
Croquis de localización de intervenciones Fase 2…….. ss
Reportaje fotográfico…… …….. ss

Anexos:
Presupuesto Constructora reparaciones iniciales y urgentes
Presupuesto Constructora Reparaciones complementarias
Presupuesto honorarios técnicos
Otros presupuestos

Doc. 2.2

Exp.: **000-00**

Doc. 2.2
Terremoto en Ciudad (00-00-0000)
CERTIFICADO FINAL DE INTERVENCIONES URGENTES

Edificio:
Situación:
Peticionario:
NIF CP:
Representante:
NIF:
Constructor:

Atendiendo al encargo llevado a cabo por el representante de la Propiedad del edificio de referencia, y ante las acciones de REPARACIÓN de algunos elementos estructurales cuya ejecución, junto a otras medidas urgentes de albañilería, se ha llevado a cabo por la empresa del encabezamiento, todo ello a tenor de los efectos causados en el edificio por las sacudidas sísmicas acaecidas en Ciudad el 00 de mes de 0000;

CERTIFICAMOS

1. Que tras el apuntalamiento provisional que se llevó a cabo como Fase 1 de las intervenciones previstas en la edificación se procedió al análisis mecánico de las acciones gravitatorias sobre los elementos estructurales afectados.

2. Que del resultado del análisis anterior resultó imprescindible la intervención urgente en el conjunto de elementos que se reflejan en el croquis de localización, fundamentalmente en algunos pilares de la edificación, en el sentido de restituir su respuesta estructural actual, según cuatro tipos de intervenciones.

3. Las intervenciones respondieron a las determinaciones contenidas en el documento Doc. 2.0 de Memoria Valorada que fue objeto de la autorización correspondiente para la ejecución de obras por parte del Ayuntamiento.

4. Como trabajos previos, simultáneos y complementarios a las intervenciones estructurales, fue preciso llevar a cabo actuaciones de albañilería que permitieran habilitar las zonas comunes de la edificación con la finalidad de que los usuarios /propietarios pudieran retornar a sus viviendas.

5. Que atendiendo a los puntos anteriores, y salvo vicios ocultos ajenos a las intervenciones aquí reseñadas, la edificación presenta fiabilidad suficiente para permitir el acceso a sus usuarios, una vez adecuadas las condiciones mínimas de habitabilidad, con las limitaciones derivadas de no llevar a cabo intervenciones estructurales y/o alteraciones de las cargas de uso previstas, así como las demás limitaciones que la legislación actual establezca o las que se deriven de su régimen de propiedad horizontal y, en especial para alcanzar su uso pleno, la realización de la evaluación estructural pormenorizada y las acciones que resulten de las determinaciones del art. 1.3.3 de la Norma de Construcción Sismorresistente, NCSE.

Lo anteriormente expuesto así lo certificamos a los efectos legales oportunos, según nuestro leal saber y entender.

Ciudad a 00 de mes de 0000

Firma de los Técnicos que certifican

Anexos al certificado de apuntalamiento:

- Situación y emplazamiento de la edificación
- Croquis de localización de las reparaciones e indicación de su tipología
- Reportaje fotográfico del apuntalamiento

Doc. 3.0

Doc. 3.0

INFORME DE EVALUACIÓN PORMENORIZADA. NCSE-02

Edificación:
Situación:
Peticionario:
CIF:

INFORME DE EVALUACIÓN DE LA EDIFICACIÓN COMO CONSECUENCIA DE LOS TERREMOTOS ACAECIDOS EN CIUDAD EL 00 DE MES DE 0000 ATENDIENDO A LAS CONSIDERACIONES DE LA NCSE-02

Índice:

1.- Antecedentes .....
1.1.- Agentes intervinientes en la construcción inicial .....
1.2.- Descripción general de la edificación .....
1.3.- Descripción estructural de la edificación .....
1.4.- Descripción de elementos constructivos comunes .....
1.5.- Descripción de elementos privativos en viviendas .....
1.6.- Intervenciones de reparación y/o mantenimiento .....
2.- Descripción de daños en la edificación .....
2.1.- Daños en elementos comunes .....
2.2.- Daños en elementos privativos .....
2.3.- Tabla resumen de daños según su magnitud y localización .....
3.- Discusión sobre las causas de los daños .....
3.1.- Sobre los parámetros previstos en la normativa sísmica .....
3.2.- Sobre los datos registrados durante los terremotos .....
3.3.- Evaluación de los efectos/causas medidos sobre los esperados .....
4.- Evaluación de las reglas de diseño y prescripciones constructivas según NCSE-02 .....
4.1.- Reglas de índole general .....
4.2.- Análisis de la cimentación .....
4.3.- Análisis de muros estructurales de fábrica .....
4.4.- Análisis de los elementos estructurales de hormigón armado .....
4.5.- Análisis de los elementos estructurales de acero .....
4.6.- Análisis de otros elementos de la construcción .....
5.- Propuestas de intervención .....
5.1.- Análisis general de las intervenciones ya realizadas. Fases previas .....

5.2.- Intervenciones complementarias a corto plazo IC-1 .....
5.3.- Intervenciones complementarias a medio/largo plazo IC-2.....
5.4.- Intervenciones privativas IP.....
5.5.- Resumen de las intervenciones realizadas y recomendadas .....
6.- Valoración estimativa.....
6.1.- PEM Fase 0: intervenciones de emergencia .....
6.2.- PEM Fase 1: apuntalamiento .....
6.3.- PEM Fase 2: intervenciones urgentes .....
6.4.- PEM Fase 3: intervenciones sobrevenidas durante la evaluación pormenorizada.....
6.5.- PEM Fase 4: intervenciones complementarias comunitarias IC.....
6.6.- PEM Fase 4: intervenciones privativas IP .....
6.7.- Cuadro resumen del presupuesto general.....
7.- Conclusiones .....

Anexo 01.- Datos relevantes de los terremotos de Ciudad del 00 de mes de 0000
Anexo 02.- Análisis sísmico y sus parámetros de cálculo según NCSE-02
Anexo 03.- Acciones de apuntalamiento: certificado y localización: Doc. 1.0
Anexo 04.- Documentación del refuerzo urgente: Doc. 2.0
Anexo 05.- Certificado final de intervenciones urgentes: Doc. 2.2
Anexo 06.- Cuadro de recomendaciones generales sobre mantenimiento y uso
Anexo 07.- Reportaje fotográfico de la edificación: evolución desde el 00-00-00
Anexo 08.- Planos y esquemas de la edificación
Anexo 09.- Anexo de documentación complementaria
Anexo 10.- Informe laboratorio de ensayos: catas, ensayos, pruebas y registros

Doc. 4.0

Proyecto de intervención **Exp.RCGR**: 000-00

Proyecto B y E:
Situación:
Promotor:
Arquitectos:

Índice:

1.- Memoria descriptiva
1.1.- Agentes intervinientes
1.1.1 Promotor y proyectista
1.1.2 Colaboradores
1.2.- Información previa
1.2.1 Datos del emplazamiento y de la edificación actual
1.2.2 Normativa y reglamentación considerada
1.3.- Antecedentes del estado actual
1.3.1 Antecedentes
1.3.2 Evaluación actual de los daños
1.3.3 Origen de los daños
1.4.- Descripción y parámetros de la intervención
1.4.1 Intervenciones comunitarias a corto plazo IC-1
1.4.2 Intervenciones comunitarias a medio/largo plazo IC-2
1.4.3 Descripción geométrica. Volúmenes, accesos y evacuación tras la intervención...
1.4.4 Normas de disciplina urbanística y ordenanzas municipales
1.4.5 Superficies actuales y superficies de afección de la intervención estructural
1.5.- Prestaciones de la edificación tras la intervención
1.5.1 Requisitos básicos de seguridad
1.5.2 Requisitos básicos de habitabilidad
1.5.3 Requisitos básicos de funcionalidad
1.5.4 Exigencias extraordinarias acordadas entre promotor y proyectista
1.5.5 Limitaciones de uso globales y de las dependencias
2.- Memoria constructiva y calidades
2.1.- Sistema de sustentación de la intervención
2.2.- Sistema estructural de la intervención
2.3.- Sistema envolvente tras la intervención
2.4.- Sistema de compartimentación en la intervención
2.5.- Sistema de acabados en la intervención
2.6.- Sistema de acondicionamiento e instalaciones
2.7.- Sistema de equipamiento en la intervención
2.8.- Obras complementarias de urbanización
3.- Cumplimiento del CTE en la intervención
3.1.- Cumplimiento prestaciones básicas de seguridad estructural (SE). fiabilidad
3.1.1 Acciones en la evaluación de la fiabilidad
3.1.2 Hipótesis de carga. Coeficientes de combinación
3.1.3 Seguridad adoptada
3.1.4 Cálculos con ordenador
3.1.5 Características de los materiales estructurales

3.1.6 Interacción suelo-cimentación
3.1.7 Análisis de asientos
3.1.8 La cimentación como elemento estructural
3.1.9 Análisis estructural de pilares
3.1.10 Análisis estructural de vigas, nervios y zunchos
3.2.- Cumplimiento prestaciones básicas de seguridad en caso de incendio (SI)
3.2.1 SI 1 Propagación interior
3.2.2 SI 2 Propagación exterior
3.2.3 SI 3 Evacuación de los ocupantes
3.2.4 SI 4 Detección, control y extinción
3.2.5 SI 5 Intervención de los bomberos
3.2.6 SI 6 Resistencia al fuego de la estructura
3.2.7 Elementos y conceptos SI
3.3.- Cumplimiento prestaciones básicas de seguridad de utilización (SU)
3.3.1 SU 1 Seguridad frente al riesgo de caídas
3.3.2 SU 2 Seguridad frente al riesgo de impacto o atrapamiento
3.3.3 SU 3 Seguridad frente al riesgo de aprisionamiento
3.3.4 SU 4 Seguridad frente al riesgo causado por iluminación inadecuada
3.3.5 SU 5 Seguridad frente al riesgo de situaciones con alta ocupación
3.3.6 SU 6 Seguridad frente al riesgo de ahogamiento
3.3.7 SU 7 Seguridad frente al riesgo causado por vehículos en movimiento
3.3.8 SU 8 Seguridad frente al riesgo causado por la acción del rayo
3.4.- Cumplimiento prestaciones básicas de salubridad
3.4.1 HS 1 Protección frente a la humedad
3.4.2 HS 2 Recogida y evacuación de residuos
3.4.3 HS 3 Calidad del aire interior
3.4.4 HS 4 Suministro de agua
3.4.5 HS 5 Evacuación de aguas
3.5.- Cumplimiento prestaciones básicas de protección frente al ruido (HR)
3.6.- Cumplimiento requisito básico de ahorro energético (HE)
3.6.1 HE 1 Limitación de demanda energética
3.6.2 HE 2 Rendimiento de las instalaciones térmicas
3.6.3 HE 3 Eficiencia energética de las instalaciones de iluminación
3.6.4 HE 4 Contribución solar mínima de agua caliente
3.6.5 HE 5 Contribución fotovoltaica mínima de energía eléctrica
3.7.- Cumplimiento prestaciones extraordinarias acordadas entre promotor y proyectista
3.8.- Cumplimiento de otros reglamentos y disposiciones
3.8.1 Instalación eléctrica. REBT
3.8.2 Ley 5/1.995. CARMU. Condiciones de habitabilidad y Accesibilidad
3.8.3 Infraestructura común de telecomunicaciones
3.8.4 Anexo de cumplimiento seguridad y salud
3.8.5 Ahorro de agua. Ley 6/2006 de 21 de julio CARM
4.- ANEJOS A LA MEMORIA
4.1.- Información geotécnica
4.2.- Anejo de cálculo de la intervención estructural
4.3.- Especificaciones sobre protección contra incendios
4.4.- Desarrollo de instalaciones del edificio
4.5.- Estudio de gestión de residuos
4.6.- Plan de control de calidad
4.6.1 Perfil de calidad previsto
4.6.2 Control documental
4.6.3 Ficha de control del proyecto
4.6.4 Control de recepción en obra mediante aportación documental
4.6.5 Control de recepción mediante ensayos y pruebas

4.6.6 Control de la ejecución de la obra
4.7.- Estudio de Seguridad y salud
5.- Planos
5.1.- Plano de situación
5.2.- Plano de emplazamiento
5.3.- Plano de urbanización: acometidas
5.4.- Plantas generales del estado actual: daños
5.5.- Alzados del estado actual: daños
5.6.- Secciones del estado actual: daños
5.7.- Plantas de la intervención
5.8.- Planos de la intervención estructural
5.9.- Planos de intervención en las instalaciones
5.10.- Planos de intervención en carpinterías
5.11.- Planos de definición constructiva. Detalles
5.12.- Otros planos
6.- Pliego de condiciones
6.1.- Pliego de cláusulas administrativas
6.1.1 Disposiciones generales
6.1.2 Disposiciones facultativas
6.1.3 Disposiciones económicas
6.2.- Pliego de condiciones técnicas particulares
6.2.1 Prescripciones sobre los materiales
6.2.2 Prescripciones sobre la ejecución de unidades de obra
6.2.3 Prescripciones sobre verificaciones en el edificio terminado
7.- MEDICIONES Y PRESUPUESTO
7.1.- Mediciones por capítulos y partidas
7.2.- Presupuesto detallado
7.3.- Resumen del presupuesto por capítulos

Doc. 4.1

Doc. 4.1. Libro ordenes

COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MURCIA

colegio oficial de aparejadores y arquitectos técnicos de la región de murcia

OBRA

SITUACIÓN

PROPIETARIO

ARQUITECTO DIRECTOR

ARQUITECTO TÉCNICO O APAREJADOR

CONSTRUCTOR

FECHA DE COMIENZO DE OBRA

FECHA DE TERMINACIÓN DE OBRA

El constructor está enterado de lo dispuesto en las siguientes disposiciones :

- Orden de 28/05/70, por la que se aprueba la ordenanza de trabajos en la Construcción, Vidrio y Cerámica.
- Orden de 09/03/71, sobre ordenanza General de Seguridad e Higiene en el trabajo.
- RD. 555121102186 y RD. 84190 de 19 de enero.

CONFORME: EL CONSTRUCTOR

FIRMA

Doc. 4.2

Doc. 4.2. Certificado Final de obra

COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MURCIA

colegio oficial de aparejadores y arquitectos técnicos de la región de murcia

CERTIFICADO FINAL DE OBRA

(ESTE CERTIFICADO CARECE DE VALIDEZ SIN LOS VISADOS RESPECTIVOS)

EDIFICACIÓN
Tipo de Obra:
Emplazamiento:
Localidad:
Licencia de obras:

PROMOTOR

CONSTRUCTOR

PROYECTISTA

EL DIRECTOR DE LA EJECUCIÓN DE LA OBRA

Nombre:
Titulación:
Coleg. Nº: del Colegio de

VISADO

CERTIFICO: Que la ejecución material de la obra reseñada ha sido realizada bajo mi dirección, habiendo controlado cuantitativa y cualitativamente la construcción y la calidad de lo edificado de acuerdo con el Proyecto, la documentación técnica que lo desarrolla y las normas de la buena construcción.

Y para que conste a los efectos oportunos, expido el presente certificado en

EL DIRECTOR DE OBRA

Nombre:
Titulación:
Coleg. Nº: del Colegio de

VISADO

CERTIFICO: Que con fecha de de , la edificación reseñada ha quedado terminada bajo mi dirección de conformidad con el proyecto objeto de licencia y la documentación técnica que lo complementa, hallándose dispuesta para su adecuada utilización con arreglo a las instrucciones de uso y mantenimiento.

Y para que conste a los efectos oportunos, expido el presente certificado en

Documentación adjunta:

☐ Relación de modificaciones en obra compatibles con las condiciones de la licencia (C.T.E. Anejo II. 3.3.a)

☐ Relación de controles realizados y sus resultados (C.T.E. Anejo II. 3.3.b)

7. PROTOCOLO DE ACTIVACIÓN Y ACTUACIÓN GRUPO DE EVALUACIÓN DE DAÑOS

Alfredo Frías Díaz de la Cruz.
Jefe de Sección de Planificación de Emergencias. Servicio de Protección Civil. Dirección General de Seguridad Ciudadana y Emergencias. Consejería de Presidencia y Empleo. Región de Murcia.

José Andrés Guzmán Asensio.
Arquitecto Técnico. Técnico de Gestión. Servicio de Protección Civil. Dirección General de Seguridad Ciudadana y Emergencias. Consejería de Presidencia y Empleo. Región de Murcia.

Arturo E. Moreno Fernández
Arquitecto. Técnico Responsable. Dirección General de Arquitectura, Vivienda y Suelo. Consejería de Fomento, Obras Públicas y Ordenación del Territorio. Región de Murcia.

7. PROTOCOLO DE ACTIVACIÓN Y ACTUACIÓN DEL GRUPO DE EVALUACIÓN DE DAÑOS

7.1. PROTOCOLO DE ACTIVACIÓN DEL GRUPO

7.1.1. INTEGRANTES Y FUNCIONES

En este Grupo de Evaluación de Daños se integrarán los técnicos de las distintas Administraciones Públicas y Colegios Profesionales con la finalidad de evaluar el mayor número de viviendas en el menor tiempo posible.

Su función es la de determinar la habitabilidad de las viviendas tras la evaluación de los daños producidos en las mismas y asegurar que se establezcan las medidas necesarias para eliminar y/o reducir los daños que se pudieran producir sobre la población tras los movimientos sísmicos.



7.1.1.1. Jefe del Grupo.

La Jefatura del Grupo de Evaluación de daños la ostenta, el **Director General con competencias en Vivienda y Arquitectura** o persona en quien delegue**.** Activado por el Jefe de Operaciones del Plan de Emergencia, será el encargado de:

- Ponerse en contacto con el Coordinador del municipio o municipios afectados.
- Recabar la mayor información posible sobre los daños producidos.

- Movilizar a los Técnicos de la DG. de Bienes Culturales.
- Movilizar a los Técnicos de su Conserjería, Técnicos de las distintas Administraciones, así como, a los Técnicos Evaluadores de los Colegios Profesionales, empresas y recursos que determine como necesario.
- Estar en comunicación con el Jefe Operaciones (JO) a través del Puesto de Mando Avanzado (PMA) situado en el lugar.
- Establecer los procedimientos de actuación a través del coordinador/es.
- Comunicar al Grupo de Intervención las actuaciones a seguir.

7.1.1.2. Coordinador.

Es el Técnico responsable de la oficina técnica con competencia en materia de vivienda y urbanismo del Ayuntamiento afectado o persona en quien delegue y es el encargado de:

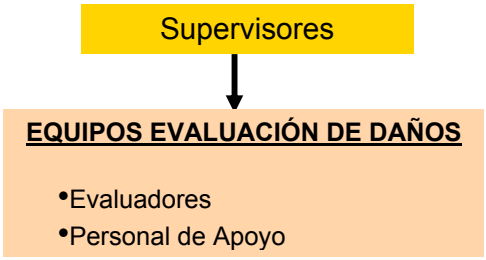
- Recavar la mayor información posible para realizar una evaluación inicial de daños de la localidad.
- Comunicar al Grupo de Intervención sus primeras actuaciones.
- Revisar la sectorización del municipio en función de los daños.
- Determinar el lugar de encuentro del Grupo de Evaluación Daños.
- Entregar a los supervisores los planos de los sectores del municipio.
- Recibir las fichas cumplimentadas, revisadas y clasificadas por los supervisores.
- Programar las inspecciones especializadas.
- Gestionar el material de apoyo.
- Informar al Jefe de Grupo de las acciones necesarias a ejecutar tales como el corte o delimitación de calles, la retirada de escombros o peligros puntuales, el rescate de víctimas, la evacuación de edificaciones, etc.
- Gestionar la Información a los ciudadanos, bajo requerimiento, sobre la evaluación de su vivienda.



7.1.1.3. Supervisores.

Preferentemente son los Técnicos disponibles del ayuntamiento afectado, o técnicos de otros ayuntamientos o de la administración regional, que movilizados por el Coordinador son los encargados de gestionar los sectores encargándose de:

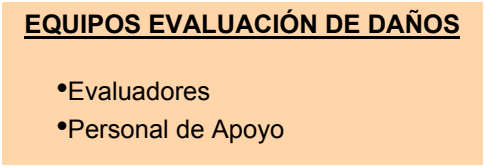
- La preparación de las rutas de trabajo.
- Verificar de la acreditación correspondiente de los evaluadores (acreditación recibida tras superar el curso homologado a tal fin).
- Crear y distribuir los equipos de evaluación de daños asignados a su sector.
- Preparar y repartir a los evaluadores la documentación correspondiente a su sector.
- Recibir las fichas cumplimentadas por los equipos, revisarlas y clasificarlas.
- Velar por la seguridad de los equipos.
- Verificar y asesorar en el cumplimentado de las fichas.
- Comunicar al coordinador las actuaciones de emergencia que a través de los supervisores les vayan llegando y gestionarlas a traves del equipo de intervención asignado en su sector.
- Informar puntualmente al coordinador sobre las evaluaciones realizadas en su sector.
- Gestionar las medidas propuestas por los evaluadores, mediante el Equipo de Intervención.
- Gestionar las incidencias.
- Gestionar la acción social de su sector.
- Cualquier otra que le sea encomendada.



7.1.1.4. Evaluadores.

Son técnicos expertos formados y **acreditados** en evaluación de daños en emergencias que bajo la dirección del Supervisor y como Jefes de los equipos de evaluación de daños, son los encargados de:

- Realizar los trabajos de evaluación in situ de las edificaciones.
- Diligenciar las fichas y custodiarlas hasta su entrega al supervisor.
- Tomar la decisión sobre la clasificación de la edificación.
- Señalizar las edificaciones evaluadas mediante la colocación de avisos (formatos de habitabilidad) y/o colores.
- Comunicar de forma inmediata al Supervisor la adopción de medidas urgentes si las hubiera.



7.1.1.5. Personal de Apoyo.

Estará formado por: Voluntarios de Protección Civil y Personal de servicio.

Voluntario de Protección Civil. Dentro del Equipo de evaluación de daños se encargará de:

- Trasmitir y Gestionar cuantas incidencias que le sean indicadas por el evaluador.
- Facilitar los medios que le sean solicitados.
- Cualquier otra función que le sea requerida.

Personal de servicio. Es personal del ayuntamiento y conocedor del municipio (brigada de obras del ayuntamiento, capataces albañiles, etc.), son los encargados de:

- Facilitar los medios que le sean solicitados.
- Realizar los trabajos requeridos por el evaluador (desmontar falso techo, picar tabiques, etc.) con el fin de poder llevar a cabo la evaluación.
- Cualquier otra función que le sea requerida.

7.1.1.6. Técnicos Voluntarios.

Son técnicos con titulación suficiente procedentes de esta u otra Comunidad autónoma y que pueden tener o no experiencia. Por ello habrá que distinguir entre Técnicos Voluntarios sin experiencia y Técnicos voluntarios con experiencia. Los primeros podrán colaborar con los evaluadores en los Equipos de Evaluación de Daños y los segundos, es decir con experiencia, podrán en función de la necesidades, bien colaborar al igual que los anteriores con lo Evaluadores o se le podrá asignar para otros trabajos (Asesores, Evaluadores, segunda opiniones,…etc)

7.1.2. ORGANIGRAMA



7.1.3. PROCEDIMIENTO OPERATIVO ACTIVACIÓN DE GRUPO.

Con la finalidad de que la operatividad de los Grupos de Acción sea lo más eficiente posible, los municipios deberán estar sectorizados en función de la densidad de población, posible grado de afectación ante un sismo, barrios, vías urbanas, etc.

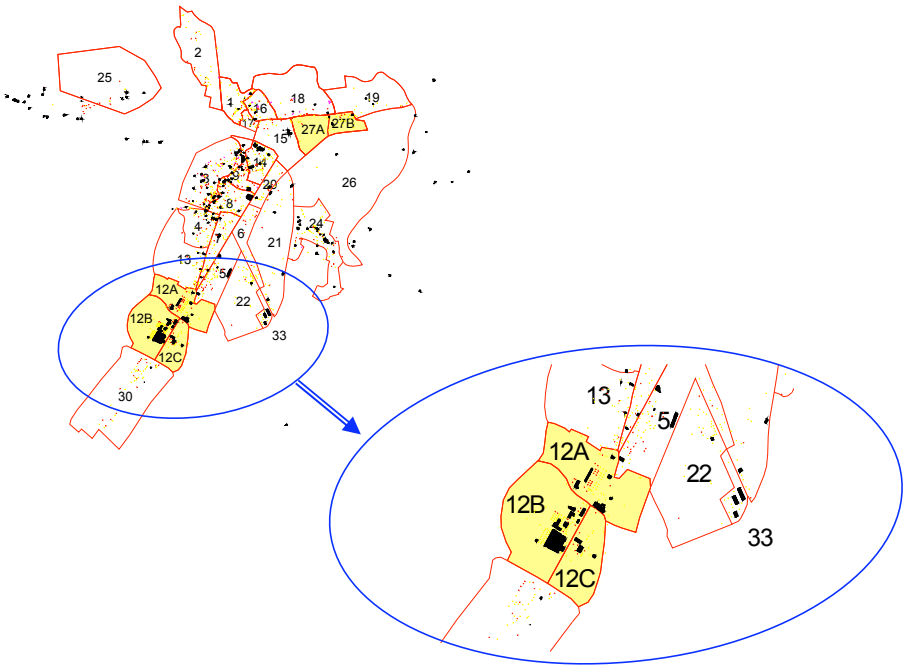


Figura 7.1. Ejemplo de zonificación (Municipio de Lorca)

El municipio por tanto estará fraccionado en sectores, que a su vez podrán estar también divididos en subsectores (figura 7.1)

Jefe de Grupo: Una vez activado el Plan SISMIMUR el Jefe de Operaciones, movilizara al Grupo de Evaluación de Daños a través de su Jefe de Grupo.

El Coordinador: activado por el *Jefe de Grupo,* realizará una primera evaluación de daños con el fin de determinar la magnitud de la emergencia, las zonas más afectadas y el grado de afectación de las principales edificaciones (Hospitales, colegios, centros de salud, supermercados, ayuntamiento, etc.) comunicando todo ello al Jefe de Grupo, con el fin de empezar a dotar los recursos necesarios, y movilizará a los supervisores que proceda, indicándoles el lugar de reunión.

El Supervisor: activado por el Coordinador se personará en el lugar indicado, recibirá a los evaluadores y al personal de apoyo, comprobará las acreditaciones de los evaluadores e irá formando los equipos de evaluación de daños asignándoles su zona de trabajo y entregándoles la documentación y el material de apoyo correspondiente, verificará la cumplimentación de las fichas informando puntualmente al Coordinador.

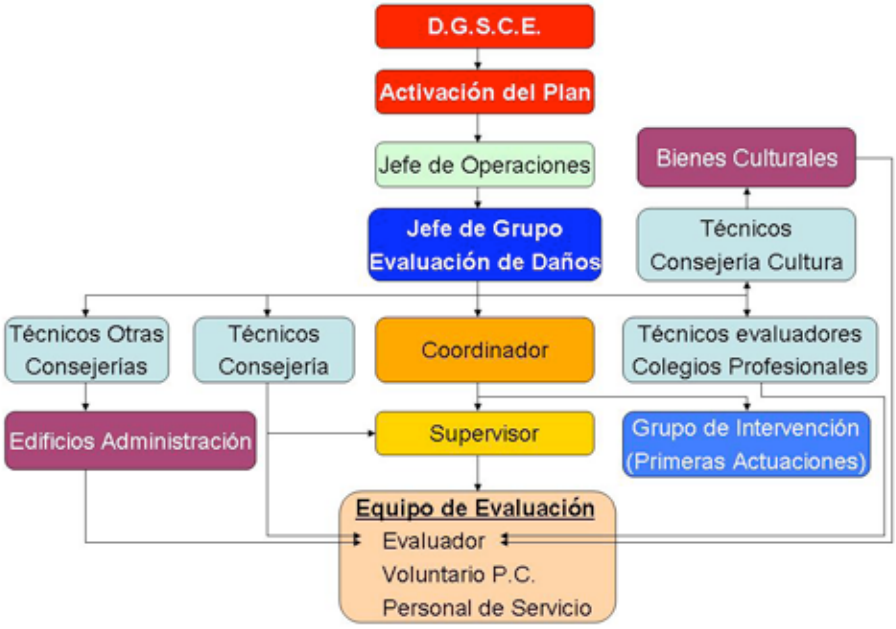
El Evaluador: recibida la notificación de movilización por el Jefe de Grupo, deberá personarse, lo antes posible, en el lugar indicado por el coordinador debidamente equipado (casco, botas de seguridad, fichas de evaluación, carteles de habitabilidad, bolígrafo, celo, sprays, teléfono móvil, cámara de fotos, etc.)

Los evaluadores de la administración una vez activados y provistos de sus equipos de protección individual y de trabajo deberán evaluar, inicialmente, los edificios afectos a su consejería, organismo autónomo etc., informando de sus resultados al Jefe de Grupo quedando disponible para formar parte de un equipo de evaluación de daños según las necesidades o cualquier tarea que le sea demandada.

El personal de apoyo. Movilizado por el Alcalde o persona en quien delegue se personará, lo antes posible, en el lugar que se le indique debidamente equipado.

- Voluntario de Protección Civil: uniforme, radio, etc.
- Personal de servicio: casco, botas de seguridad, martilla, picoleta, plomada, metro, nivel, etc.)

7.1.4. ESQUEMA OPERATIVO



7.2. PROTOCOLO DE ACTUACIÓN PARA LA EVALUACIÓN RÁPIDA DE DAÑOS EN EDIFICIOS

7.2.1. LA EVALUACIÓN POST-SÍSMICA: FASES Y OBJETIVOS.

Tras la ocurrencia de un terremoto que haya producido daños materiales de cierta consideración y que suponga la activación del Plan especial de protección civil ante el riesgo sísmico en la Región de Murcia (SISMIMUR), comienza un proceso de evaluación post-sísmica de daños que podemos dividir en dos fases claramente diferenciadas. Estas fases, consecutivas en el tiempo, poseen objetivos y periodos de duración muy distintos.

a) Evaluación rápida de daños en la fase de emergencia

El objetivo principal de esta fase será el de clasificar cada edificio en función de un nivel de seguridad estimado determinando así su habitabilidad y el conjunto de acciones de emergencia necesarias para garantizar la seguridad de las personas y bienes.

La duración de la misma vendrá determinada por la magnitud de los daños producidos, de ahí que no resulte adecuado hablar de tiempos máximos, si bien, se estima conveniente que su duración esté en torno a las 72 horas. Para ello, se dotará a esta fase de los recursos necesarios que permitan que su duración sea la mínima posible (para que el tiempo de evaluación sea el mismo a mayores daños mayor número de evaluadores).

b) Evaluación detallada de daños en la fase de normalización

En esta fase se llevará a cabo una evaluación y valoración detallada de los daños sufridos por los inmuebles que permita la canalización de ayudas económicas así como la reconstrucción de dichos daños.

La duración de la misma resulta indeterminada. Comienza una vez terminada la fase de emergencia anterior y concluirá con la reparación de los daños del último edificio afectado por el terremoto.

7.2.2. LA EVALUACIÓN RÁPIDA DE DAÑOS EN FASE DE EMERGENCIA.

Como ya introducíamos en el apartado anterior, durante la fase de evaluación rápida de daños llevaremos a cabo una valoración tanto de la estructura como de los elementos no estructurales de un edificio con el fin de determinar su habitabilidad. El edificio quedará así clasificado según la intensidad de los daños sufridos en:

- **Verde (daños moderados)**: Edificios que presentan daños estructurales inexistentes o ligeros y/o daños no estructurales ligeros o moderados.
- **Amarillo (daños de importantes a graves)**: Edificios que presentan daños estructurales moderados y/o daños no estructurales graves.
- **Rojo (daños muy graves)**: Edificios que presentan daños estructurales graves y/o daños no estructurales muy graves.

Analizados los daños en el edificio resultará fundamental establecer las recomendaciones y medidas de seguridad necesarias que permitan reducir los eventuales

daños que pudieran darse tras el sismo como consecuencia de los daños estructurales existentes, la caída de objetos o los efectos de las réplicas.

Conocido el grado de afección de las edificaciones podremos, entre otras:

- Definir las medidas necesarias para la protección y alojamiento de los afectados.
- Realizar una estimación rápida de las pérdidas económicas directas debidas al sismo en los edificios.

7.2.3. LA INSPECCIÓN TÉCNICA: PROCEDIMIENTO.

Si bien no existe una metodología única para la evaluación de los edificios dañados por un terremoto, si podríamos establecer unas recomendaciones que, seguidas en el orden establecido, pueden resultar de gran ayuda para llevar a cabo una correcta y adecuada evaluación técnica de los edificios, así como para salvaguardar la integridad física tanto del equipo de evaluación de daños como de los ciudadanos.

Antes de llevar a cabo la evaluación de ningún edificio resulta conveniente realizar un reconocimiento inicial del sector asignado. Ésta aproximación al campo de trabajo se llevará a cabo mediante distintas etapas, todas ellas complementarias.

En un primer momento, a nuestra llegada al punto de encuentro establecido, el Coordinador (normalmente un técnico del Ayuntamiento correspondiente) ya habrá revisado y definido los distintos sectores en los que se va a dividir la localidad para su evaluación. Éstos vendrán definidos atendiendo a criterios generales de límites de barrio, características tipológicas de las edificaciones, severidad de los daños…

Tanto el Coordinador como los Supervisores serán generalmente técnicos del municipio o de los municipios vecinos y, por tanto, claros conocedores de las características físicas y constructivas tanto de los barrios como de las edificaciones que los definen. Ellos serán los primeros encargados de informarnos sobre las tipologías constructivas, alturas de las edificaciones, daños aparentes, etc., del sector en el que vamos a desarrollar nuestro trabajo.

Además en una segunda etapa, en el desplazamiento desde el punto de encuentro al lugar de evaluación iremos observando de manera global las edificaciones con objeto de conocer el grado de afección real de los mismos.

Toda esta información recabada y previa a nuestra labor de inspección y valoración nos permitirá:

- Obtener una idea preliminar sobre el estado de los edificios de la zona, pudiendo detectar la presencia sistemática o general de algunos daños, así como aquellos que se han producido de forma aislada en edificaciones puntuales.

- Ser punto de partida para conocer el tipo de daños existentes en las edificaciones, sus causas, así como la severidad de los mismos.



Figura 7.2. Ejemplo de sectorización y nivel de daños en la ciudad de Lorca.

Una vez llegados a nuestro sector de trabajo y en particular a las edificaciones que serán objeto de inspección por parte de nuestro grupo de evaluación, la secuencia de inspección recomendada se inicia con la realización de un análisis pormenorizado del exterior del edificio, en el que debemos prestar especial atención a los siguientes aspectos:

- Verificar el estado global tanto de nuestro edificio como el de las edificaciones adyacentes, pues el peligro de colapso de nuestra edificación puede ser debido a su propio estado pero también inducido por los daños que puedan presentar las edificaciones vecinas.

- Analizar la tipología estructural del edificio así como los daños sufridos por ésta y que sean apreciables desde el exterior, en concreto, daños en: muros de fachada, pilares de fachada o esquina, frentes de forjados, cubiertas…).

- Analizar los elementos no estructurales: cerramientos de fachada, balcones, antepechos, cornisas, revestimientos exteriores… En los cerramientos de fachada prestaremos especial atención a la planeidad y estabilidad de los mismos, comprobando la existencia de grietas con desplazamiento, pérdida de trabazón de las hojas, etc. que puedan suponer la pérdida de estabilidad de los mismos. Por su parte, a consecuencia del sismo, se puede haber producido la caída de otros elementos de fachada como cornisas, antepechos, aplacados, etc., quedando otros tantos sueltos o dañados a causa del impacto por caída de los anteriores. Se deberá prestar especial cuidado a este tipo de elementos, puesto que recordemos que ante posibles réplicas o movimientos del edificio pueden suponer un riesgo importante para la integridad de las personas.



Figura 7.3. Daños por colapso de edificación vecina. 2. Daños en elementos estructurales y no estructurales de fachada. 3. Daños en elementos no estructurales en fachada.

Analizado exteriormente el edificio debemos ahora prestar especial atención al suelo que lo rodea. Observaremos la posible existencia de hundimientos, grietas, deslizamientos, etc., que puedan poner de manifiesto fallos en la cimentación del edificio o cualquier anomalía del terreno.



Figura 7.4. Ejemplos de fallos por hundimiento de la cimentación y/o anomalías del terreno.

Llevada a cabo la inspección y reconocimiento exterior del edificio deberemos valorar la oportunidad de proseguir con la evaluación accediendo al interior del mismo. Para ello siempre deberá prevalecer el criterio de seguridad del personal de inspección. El acceso puede resultar desaconsejable o inseguro por múltiples motivos: inestabilidad del edificio, daños graves, riesgo de colapso, etc., incluso porque el mismo haya quedado bloqueado o resulte inseguro debido al riesgo por caída de falsos techos, inestabilidad de las escaleras, etc. Sin embargo, en ocasiones labores de desescombro, apuntalamiento, etc., llevadas a cabo tras nuestra visita inicial pueden permitir el acceso posterior al mismo. En este caso, deberemos indicar las medidas necesarias al rellenar nuestra ficha de evaluación rápida.

Verificado que el acceso al interior del edificio es a priori seguro, procederemos a evaluar el sistema estructural desde el interior, comprobando el grado de daños que presentan

los diferentes elementos estructurales tales como forjados, muros, pilares, nudos, escaleras, etc. En ocasiones estos elementos estructurales podrían encontrarse ocultos a la vista y precisar, si se estima necesario, de la realización de pequeñas catas para su inspección.



Figura 7.5. Ejemplos de daños en elementos estructurales interiores: 1. Daños en cabeza del pilar con desprendimiento del recubrimiento y deformación de sus armaduras. 2. Daño por cortante en viga. 3. Daños en viguetas por exceso de deformación del forjado.

Evaluada la estructura, proseguiremos comprobando la seguridad de los elementos no estructurales interiores, en concreto, tabiquerías, falsos techos, acabados, etc., con el objeto de eliminar cualquier peligro que pudiera afectar a la vida de sus habitantes.

Finalmente, resulta conveniente acceder a los espacios exteriores del edificio con acceso desde el interior del mismo como pueden ser cubiertas, patios de luces, etc. Aquí comprobaremos la estabilidad y anclaje de los petos de cubierta, shunts de ventilación, la existencia de daños en los torreones, faldones, materiales de la cubierta, daños en las impermeabilizaciones, etc. Si algunos de estos elementos presenta riego de caída a la vía pública, patios o edificaciones colindantes se deberán establecer las medidas correctoras oportunas: demolición del elemento, estabilización del mismo, etc.



Figura 7.6. Ejemplos de daños en elementos comunes no estructurales interiores y de cubierta.

Terminada la inspección del edificio procederemos a rellenar la ficha de evaluación rápida (según se detalla más adelante) así como el aviso de conclusiones de la evaluación que deberá ser dispuesto en cada acceso del edificio visitado. En él haremos constar los daños detectados en el inmueble así como las indicaciones pertinentes junto con la fecha y hora de la inspección



Figura 7.7. Modelo de Aviso de conclusiones de la evaluación a disponer en todos los accesos al inmueble.

Ante la posibilidad de que el aviso pueda deteriorarse con el tiempo, desprenderse… resulta conveniente pintar junto al acceso/accesos con el spray del color correspondiente, de forma que éste no pueda ser alterado con el tiempo.

Es importante, una vez terminada nuestra inspección y dispuestos los avisos correspondientes, informar someramente a los vecinos del inmueble del significado de la clasificación de su edificio, especificándoles claramente si pueden permanecer en él o ha de ser evacuado.

En caso de que existiese un peligro inminente a la vía pública o a edificios colindantes debemos notificarlo de inmediato al supervisor adoptando las medidas oportunas al respecto. Tras nuestra inspección, el supervisor dará aviso del conjunto de acciones de emergencia a realizar a los equipos de bomberos, protección civil, cuadrillas…, que serán los encargados de llevarlas a cabo para garantizar la seguridad de las personas. Posiblemente muchos inmuebles precisarán de pequeñas labores de demolición de petos, retirada de falsos techos dañados, pequeños apuntalamientos, etc., para devolver en muy poco tiempo la habitabilidad al edificio, dejando para una fase posterior el arreglo de los daños sufridos por el sismo.

PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN TÉCNICA: RESUMEN

1. Reconocimiento inicial del sector asignado

   1.1. Características físicas, constructivas, antigüedad, etc., de las edificaciones existentes en el sector a evaluar.

   1.2. Daños generalizados y puntuales aparentes detectados en el sector.

2. Secuencia de evaluación:

   2.1. Evaluar exteriormente el edificio:

   - Estado global del edificio y adyacentes (estabilidad, colapso parcial o total, etc.)
   - Daños en elementos estructurales (pilares, frentes de forjado, etc.)
   - Daños en elementos no estructurales (fachadas, balcones, antepechos, cornisas, aplacados, etc.)

   2.2. Observar el suelo que rodea al edificio (hundimientos, grietas, deslizamientos, etc.)

   2.3. Evaluar la necesidad y posibilidad de entrar al edificio.

   2.4. Evaluar interiormente el edificio:

   - Daños en elementos estructurales (pilares, vigas, forjados, escaleras, etc.)
   - Daños en elementos no estructurales (tabiquerías, falsos techos, alicatados, etc.)
   - Daños en espacios exteriores del edificio accesibles desde el interior: cubiertas, patios, etc. (petos de cubierta, shunts de ventilación, torreones de escalera, faldones…)

   2.5. Cumplimentar la Ficha de evaluación rápida.

   2.6. Rellenar y colocar en el acceso/accesos al inmueble el Aviso de conclusiones de la evaluación correspondiente.

   2.7. Pintar con el spray del color correspondiente junto al acceso/accesos al inmueble.

   2.8. Informar someramente a los vecinos del significado de la clasificación de su inmueble y de si se puede permanecer en él o ha de ser evacuado.

   2.9. Caso de peligro inminente a la vía pública o a edificios colindantes dar aviso inmediato al supervisor y adoptar las medidas de seguridad oportunas.

7.3. FICHAS DE EVALUACIÓN RÁPIDA

7.3.1. ESTRUCTURAS PORTICADAS.

Región de Murcia

ESTRUCTURAS PORTICADAS

EVALUACIÓN RAPIDA DE DAÑOS **EXPEDIENTE Nº**

Ref Catastral | Evaluador/es | Sector

IDENTIFICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Dirección: Calle ☐ Avda. ☐ Carretera ☐ Camino ☐

Nombre de la vía: Número ☐

Nombre del edificio:

Nº Plantas sobre rasante ☐ Nº Plantas Sótano ☐

Uso Edificio	*Residencial* ☐ *Oficinas* ☐	*Salud* ☐ *Hotelero* ☐	*Deportivo* ☐ *Industrial* ☐	*Comercial* ☐ *Educación* ☐	*Otros indicar* ☐	
Uso Planta Baja	*Residencial* ☐ *Otros indicar:*	*Comercial* ☐	*Garaje* ☐	*Oficinas* ☐		

DAÑOS OBSERVADOS EN LA EDIFICACIÓN:

Existe colapso:	No ☐	ROJO	Parcial ☐	Total ☐
Asiento de cimentación	No ☐		Si ☐	
No se pudo determinar ☐				
Inclinación aparente	No ☐		Todo el edificio ☐	A partir del piso nº ☐

(Marcar con aspa sobre el nombre del color que proceda tras la inspección)

Daños estructurales nulos o irrelevantes

VERDE

Cuando no se den daños estructurales tipo 1, 2 ó 3, ni daños de riesgo en albañilería: accesos y cajas de escalera accesibles, fachadas sin riesgo inminente, etc.

Intervención: sólo tareas de adecuación de elementos con riesgo de caída: escayolas, molduras, revestimientos, etc.

Acceso: se permite el acceso general con la prudencia personal de los usuarios en cuanto a caída de escayolas, revestimientos, etc.

Daños estructurales moderados

AMARILLO

Cuando se den daños en pilares o vigas del tipo 1, 2 ó 3 con un agrietamiento leve (ancho entre 1-2 mm) en menos del 40% de estos elementos.

Intervención: apuntalamientos parciales y desmontaje de elementos de albañilería con riesgo: petos, cornisas, etc. Acordonamiento de accesos y zonas de riesgo especial.

Acceso: desalojo en general y sólo, tras la intervención anterior, acceso puntual y en periodos cortos, a usuarios para retirada de enseres, pertenencias básicas, etc. hasta la reparación estructural.

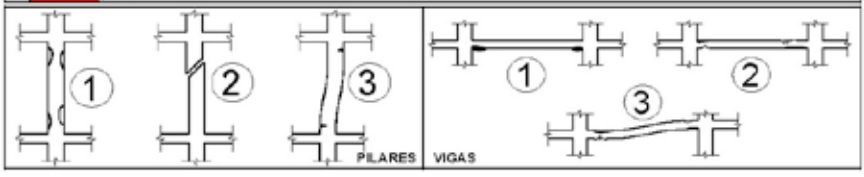
Daños estructurales graves

ROJO

Cuando se den daños en pilares o vigas del tipo 1, 2 ó 3 con un agrietamiento leve (ancho entre 1-2 mm) en el 40% o mas de estos elementos y/o agrietamiento fuerte (ancho > 2 mm) y barras expuestas en mas del 20 % de estos elementos, o existan zonas con riesgo de colapso inminente.

Intervención: apuntalamientos y acordonamiento general de la edificación con distancia de seguridad. Solo en casos extremos de riesgo inminente: demolición de partes de edificación, elementos con riesgo, cajas de escalera, fachadas etc., previo *informe técnico municipal y autorización administrativa*.

Acceso: desalojo general y pendiente de informe técnico para reparación y/o demolición total o parcial



RECOMENDACIONES Y MEDIDAS DE SEGURIDAD

Evacuar edificación vecina Izquierda ☐ Derecha ☐ Frontal ☐ Trasera ☐

Requiere segunda evaluación (indicar): _____

Acceso parcial o zonal (indicar): _____

Prohibido el acceso ☐

Nº Viviendas desalojadas ☐ Estimación personas desalojadas ☐
(3 personas/vivienda)

Apuntalamiento: En el exterior ☐ En el interior ☐

Indicar/Croquis:

Demolición de elementos con peligro de caida/vuelco: Exteriores ☐ Interiores ☐

Indicar/Croquis:

Otras medidas a adoptar (acordonar, cortar calles)/Croquis/Situación/Otros:

Indicar:

Fecha de evaluación

Dia	Mes	Año	Hora

El/Los Evaluador/es

Firma

7.3.1.1. Identificación de la edificación

Datos a rellenar por la Administración

En la parte superior de la ficha existen dos casillas sombreadas en gris que son para rellenar por la Administración. En concreto son el número de expediente administrativo que tendrá el inmueble evaluado para su control y seguimiento, y la referencia catastral se servirá para la identificación física del mismo.

Evaluadores y sector

Todo evaluador acreditado dispone en su carné de un número que lo identifica a tales efectos. En esta casilla recogeremos el número de aquellos evaluadores que hayan intervenido en la evaluación.

A su vez, y como comentábamos anteriormente, la localidad se encontrará dividida en sectores. Se deberá hacer constar en la ficha el sector al que corresponde la edificación con el fin de facilitar el trabajo y clasificación posterior de todos los inmuebles evaluados.

Datos identificativos del inmueble

Se recogerá la dirección postal del edificio, identificando:

- Tipo de vía: calle, avda., carretera o camino.
- Nombre de la vía y número de policía
- Nombre del edificio si dispone de él

Posteriormente definiremos el volumen y usos del edificio, en concreto:

- Número de plantas sobre y bajo rasante.
- Uso principal al que está destinado el edificio: residencial, salud, deportivo, etc., e incluso cualquier otro no recogido en la ficha dentro de apartado "*otros*"
- Uso predominante de la planta baja, uso que puede o no coincidir con el principal.

7.3.1.2. Daños observados en la edificación

En el bloque primero de la evaluación rápida se recoge información referente a tres aspectos que, de ser apreciados y dada su importancia, suponen evaluar el inmueble como ROJO. Nos referimos a la situación de colapso del inmueble, posibles inclinaciones aparentes y/o asientos de la cimentación.

En cualquier caso la detección de alguno de estos daños no supondrá la finalización de la evaluación rápida del inmueble ya que, al menos, resultará necesario indicar aquellas recomendaciones y/o medidas de seguridad a considerar conforme al reverso de la ficha de evaluación rápida.

El segundo bloque recoge la gravedad del daño estructural sufrido por el inmueble mediante la identificación y cuantificación de los daños aparentes, señalados en la ficha como tipos 1, 2 y 3 para pilares y vigas, y definiendo para cada caso las intervenciones a realizar así como la habitabilidad del inmueble y la posibilidad de acceso al mismo.

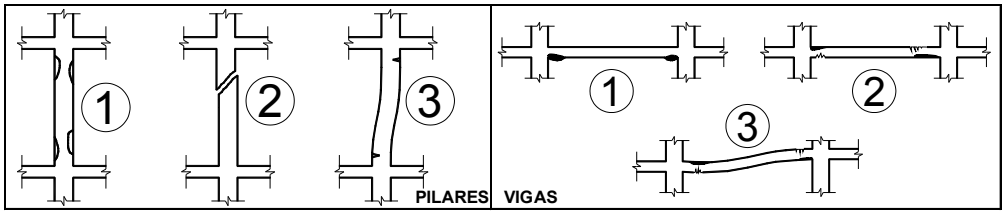


Figura 7.8. Esquemas de daños tipos 1, 2 ó 3 para pilares y vigas recogidos en la ficha de evaluación rápida de daños para estructuras porticadas.

Así, entenderemos que la evaluación rápida del inmueble será:

VERDE:

- Cuando **no existan daños estructurales del tipo 1, 2 ó 3** ni daños en albañilería, falsos techos, aplacados, fachadas, etc., que puedan suponer riesgo para las personas y/o bienes. Por su parte los accesos y cajas de escalera resultarán accesibles.
- Las **intervenciones** consistirán en tareas de adecuación de aquellos elementos que puedan presentar riesgo de caída como escayolas, molduras, revestimientos, etc.
- El **acceso estará permitido,** si bien los usuarios lo realizarán con prudencia en lo referente a posible caída de escayolas, revestimientos, etc.

AMARILLO:

- Cuando **existan daños estructurales del tipo 1, 2 ó 3** con agrietamiento **leve** (ancho entre 1-2 mm) y en menos del 40% de estos elementos.
- Las **intervenciones** comprenderán apuntalamientos parciales así como el desmontaje de aquellos elementos de albañilería que puedan suponer un riesgo para las personas y/o bienes (petos, cornisas, etc.).
  Por otra parte, se procederá al acordonamiento de los accesos y aquellas zonas que presenten un riesgo especial.
- El **acceso no estará permitido** en un inicio mientras se llevan a cabo las intervenciones anteriormente reseñadas. Terminadas éstas el acceso será puntual y durante períodos cortos a sus usuarios para la retirada de enseres, pertenencias básicas, etc., hasta que la reparación estructural haya concluido.

ROJO:

- Cuando **existan daños estructurales del tipo 1, 2 ó 3** con agrietamiento **leve** (ancho entre 1-2 mm) en el 40% o más de estos elementos y/o agrietamiento **fuerte** (ancho >2 mm) y barras expuestas en más del 20% de los elementos o bien existan zonas con riesgo de colapso inminente.
- Las **intervenciones** comprenderán, siempre que sea posible, los apuntalamientos necesarios para asegurar la estabilidad del edificio, así como el acordonamiento general tanto del edificio como de un espacio circundante al mismo como medida de seguridad.
  Sólo en casos extremos de riesgo inminente se procederá a la demolición de partes de la edificación, elementos con riesgo, cajas de escalera, fachadas, etc.

Para ello se precisará previamente del informe técnico municipal y la autorización administrativa correspondientes.

- El **acceso no estará permitido,** llevándose a cabo el desalojo general del inmueble a la espera del informe/proyecto técnico de reparación/reconstrucción y/o proyecto de demolición.

Lo marcaremos en la ficha mediante una "X" o un círculo sobre el texto "*VERDE*", "*AMARILLO*" o "*ROJO*", según corresponda.

7.3.1.3. Recomendaciones y medidas de seguridad

Evacuar edificación vecina

Ante el riesgo de colapso de nuestro edificio o de que éste pudiera provocar cualquier tipo de daño a las edificaciones vecinas, indicaremos por seguridad, que edificaciones vecinas resulta necesario evacuar. Para ello, tomaremos como referencia el portal de acceso al edificio, situándolo éste a nuestra espalda.

Segunda evaluación

Sólo en casos muy concretos podemos entender necesaria la realización de una segunda evaluación al inmueble, indicando para ello de forma detallada las causas que lo motivan.

Acceso parcial o zonal

Por las características de la edificación, el complejo edificado, etc., pueden darse casos en los que se permita el acceso sólo de forma parcial o a una zona concreta. En ese caso, detallaremos en este apartado en qué lugares de la edificación se produce dicha situación.

Prohibido el acceso

Se marcará esta casilla cuando éste sea totalmente desaconsejable por las razones que se estimen.

Nº de viviendas desalojadas / estimación personas desalojadas

Se dispondrá en esta casilla el número de viviendas que componen el edificio, dato que podremos obtener, entre otros, del portero automático del edificio. Identificado en número de viviendas realizaremos la estimación de personas desalojadas, que conforme recoge la ficha, se establece en tres por vivienda. Así, a modo de ejemplo, un inmueble de cuatro viviendas supondrá una estimación de personas desalojadas de doce.

Apuntalamiento

En este apartado el equipo de evaluación realizará todas aquellas indicaciones, esquemas, etc., que estime oportunos y que permitan definir qué elementos, zonas, etc., deben ser apuntaladas, así como las características técnicas y constructivas que éstos deberán cumplir. Finalmente, se deberá indicar si éstos serán llevados a cabo en el exterior del inmueble, en el interior o en ambos.

La evolución de las tecnologías podría permitir más adelante la cumplimentación de la presente ficha empleando medios informáticos portátiles que facilitarían en estos apartados la incorporación de fotografías, esquemas de apuntalamiento seleccionados de bibliotecas precargadas, etc.

Demolición de elementos con peligro de caída/vuelco

Cuando tengamos elementos sueltos, inestables, etc., que por seguridad deban ser demolidos los indicaremos en este apartado. Para ello, realizaremos las indicaciones, esquemas, etc., que estimemos oportunos para indicar el elemento, situación y forma en que deberá ser demolido.

Otras medidas a adoptar (acordonar, cortar calles)

En este apartado podremos incluir todas aquellas recomendaciones, medidas a adoptar, etc., que no hayan podido quedar recogidas en los apartados anteriores, realizando de igual modo cuantos esquemas, anotaciones, etc., se estimen convenientes para su correcta definición.

Fecha de evaluación y firma de los evaluadores

Completada la ficha se procederá a indicar fecha y hora de la evaluación así como a la firma de la misma por los evaluadores indicados al inicio de la ficha.

7.3.2. ESTRUCTURAS MURARIAS

Región de Murcia

ESTRUCTURAS MURARIAS

EVALUACION RAPIDA DE DAÑOS EXPEDIENTE Nº

Ref Catastral | Evaluador/es | Sector

IDENTIFICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Dirección: Calle ☐ Avenida ☐ Carretera ☐ Camino ☐

Nombre de la vía: Número ☐

Nombre del edificio:

Nº Plantas sobre rasante ☐ Nº Plantas Sótano ☐

Uso Edificio	*Residencial* ☐	*Oficinas* ☐	*Salud* ☐	*Hotelero* ☐	*Deportivo* ☐	*Industrial* ☐	*Comercial* ☐	*Educación* ☐	*Otros indicar* ☐
Uso Planta Baja	*Otros indicar:*		*Residencial* ☐		*Comercial* ☐		*Garaje* ☐		*Oficinas* ☐

RESULTADO FINAL DE LA EVALUACIÓN — VERDE | AMARILLO | *ROJO*

DAÑOS OBSERVADOS EN LA EDIFICACIÓN:

Existe colapso:	No ☐	ROJO	Parcial ☐	Total ☐
Asiento de cimentación	No ☐		Si ☐	
No se pudo determinar ☐				
Inclinación aparente	No ☐		Todo el edificio ☐	A partir del piso nº ☐

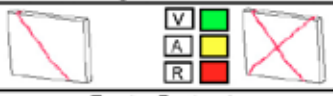
En elementos estructurales verticales:

Muros

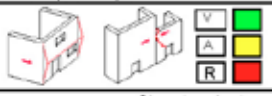
MV — Vuelco parcial o total



MFD/MFC Fractura Diagonal / Fractura Cruzada



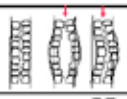
MFG/ Fractura por Golpeo /



MEF Esquina Fracturada



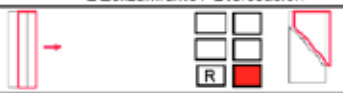
MA Abombamiento



MSH Separación de sus Hojas



MDE/MDI DEslizamiento / DIslocación

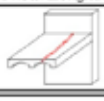


Apuntalamiento / Demolición / Otros:

Indicar/Croquis:

En elementos estructurales horizontales:

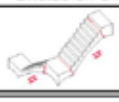
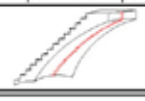
Forjados de viguetas y revolton

FGL Grieta **L**ongitudinal por arrastre de fachada	**FGT/** Grieta **T**ransversal /
V A	 V A R

Apuntalamiento / Demolición / Otros:

Indicar/Croquis:

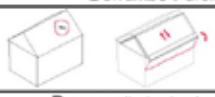
Escaleras

EMZ Grietas en Unión de **M**esetas y **Z**ancas	**EAM/EL** **A**rraste parcial por **M**uro soporte/Grieta **L**ongitudinal
A R	V A R   

Apuntalamiento / Demolición / Otros:

Indicar/Croquis:

Cubiertas

CDP **D**errumbe **P**arcial	**CDES** **DES**lizamiento
A R 	V A R 
CDA **D**esprendimiento de **A**leros	
V A 	V A R

Apuntalamiento / Demolición / Otros:

Indicar/Croquis:

Fecha de evaluación

Día	Mes	Año	Hora

El/Los Evaluador/es

Firma

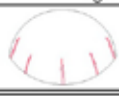
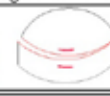
Bóvedas

BAT	Agrietamiento Transversal	BAL	Agrietamiento Longitudinal
V A R		A R	
BAF	Agrietamiento por Arrastre de Fachada		
A R		V A R	

Apuntalamiento / Demolición / Otros:

Indicar/Croquis:

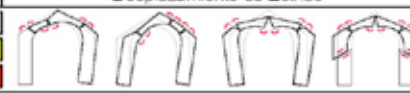
Cupulas

CAV	Agrietamiento Vertical	CAH/	Agrietamiento Horizontal /
V A R		A R	 V A R

Apuntalamiento / Demolición / Otros:

Indicar/Croquis:

Arcos

ADD	Descenso de Dovelas	ADE	Desplazamiento de Estribo
A R		A R	

Apuntalamiento / Demolición / Otros:

Indicar/Croquis:

RECOMENDACIONES Y MEDIDAS DE SEGURIDAD

Evacuar edificación vecina Izquierda ☐ Derecha ☐ Frontal ☐ Trasera ☐

Requiere segunda evaluación (indicar): _____

Acceso parcial o zonal (indicar): _____

Prohibido el acceso ☐

Nº Viviendas desalojadas ☐ Estimación personas desalojadas ☐
(3 personas/vivienda)

Otras medidas a adoptar (acordonar, cortar calles)/Situación/Otros: En el exterior ☐ En el interior ☐

Croquis/Indicar:

Fecha de evaluación

Dia	Mes	Año	Hora

El/Los Evaluador/es

Firma

7.3.2.1. Identificación de la edificación.

Este apartado es común al de las Fichas de evaluación rápida para estructuras porticadas, cumplimentándose de igual forma a la anterior (véase apartado 7.3.1.1)

7.3.2.2. Resultado final de la evaluación

Este apartado se cumplimentará una vez rellenada toda la Ficha de evaluación rápida para estructuras murarias. En él se señalará como resultado final de la evaluación el color del daño más desfavorable reseñado en el apartado siguiente correspondiente a "*Daños observados en la edificación*".

7.3.2.3. Daños observados en la edificación

En el bloque primero de la evaluación rápida se recoge información referente a tres aspectos que, de ser apreciados y dada su importancia, suponen evaluar el inmueble como ROJO. Nos referimos a la situación de colapso del inmueble, posibles inclinaciones aparentes y/o asientos de la cimentación, como ocurría en el caso de las estructuras porticadas.

Elementos estructurales

El segundo bloque se organiza según los distintos elementos estructurales que componen las estructuras murarias, describiendo gráficamente en cada uno los daños más comunes que pueden presentar. Las iniciales identificativas de cada daño corresponden, la primera de ellas, al elemento estructural dañado y las siguientes al tipo de daño producido. A modo de ejemplo las iniciales MV pertenecen al elemento estructural Muro y al daño Vuelco parcial o total.

Por su parte cada tipología de daño tendrá un nivel de daño posible según el caso. Ejemplo: El vuelco parcial en muros puede ser verde, amarillo o rojo, sin embargo, el deslizamiento de un muro de producirse será siempre rojo.

Al final de cada elemento estructural (muros, forjados de viguetas y revoltón, etc.) existe un apartado donde el equipo de evaluación realizará todas aquellas indicaciones, esquemas, etc., que estime oportunos y que permitan:

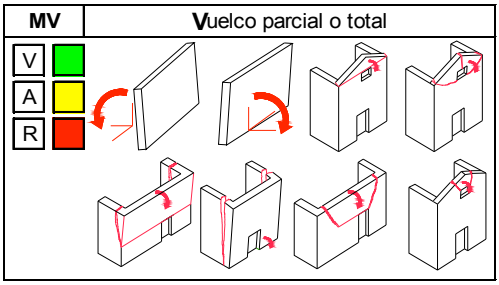
- Definir qué elementos, zonas, etc., deben ser apuntalados, así como las características técnicas y constructivas que éstos deberán cumplir.
- Establecer todas aquellas recomendaciones, medidas a adoptar, etc., que se estimen convenientes en el elemento estructural dañado correspondiente.
- Identificar aquellos elementos sueltos, inestables, etc., que por seguridad deban ser demolidos identificando el elemento, su situación y la forma en que deberá ser demolido.

Los elementos estructurales recogidos en la ficha y los daños más frecuentes son:

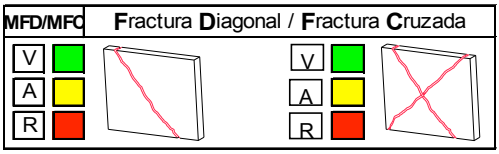
a) Elementos estructurales verticales:

Muros:

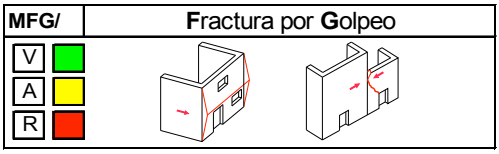
- Vuelco parcial o total



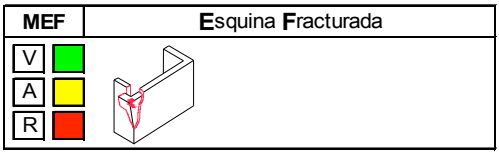
- Fractura diagonal / fractura cruzada



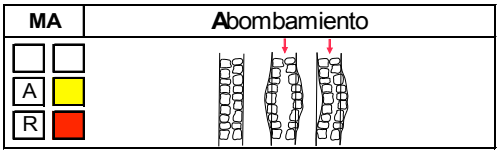
- Fractura por golpeo



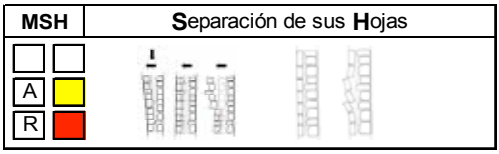
- Esquina fracturada



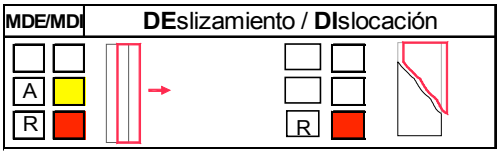
- Abombamiento



- Separación de sus hojas



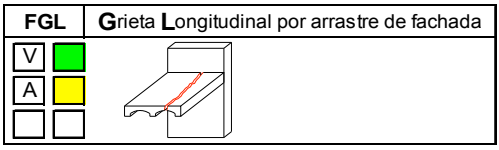
- Deslizamiento / dislocación



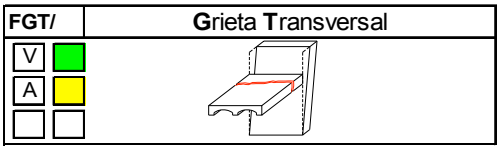
b) Elementos estructurales horizontales:

<u>Forjados de viguetas y revoltón:</u>

- Grieta longitudinal por arrastre de fachada

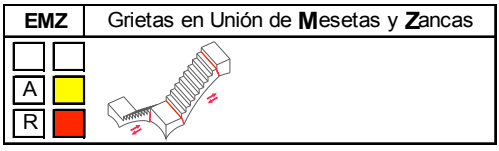


- Grieta transversal

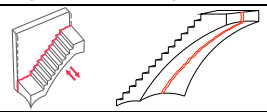


<u>Escaleras:</u>

- Grietas en unión de mesetas y zancas

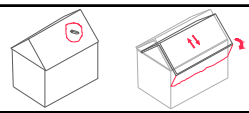


- Arrastre parcial por muro soporte / Grieta longitudinal

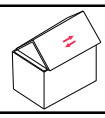
EAM/EL	**A**rraste parcial **M**uro soporte/Grieta **L**ong.
V A R	

Cubiertas:

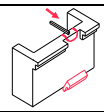
- Derrumbe parcial

CDP	**D**errumbe **P**arcial
 A R	

- Deslizamiento

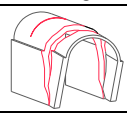
CDES	**DES**lizamiento
V A R	

- Desprendimiento de aleros

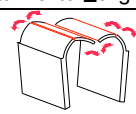
CDA	**D**esprendimiento de **A**leros
V A 	

Bóvedas:

- Agrietamiento transversal

BAT	**A**grietamiento **T**ransversal
V A R	

- Agrietamiento longitudinal

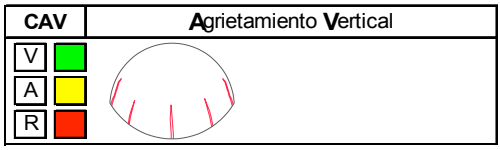
BAL	**A**grietamiento **L**ongitudinal
 A R	

- Agrietamiento por arrastre de fachada

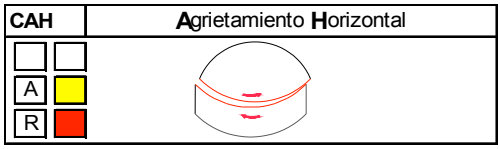


Cúpulas:

- Agrietamiento vertical

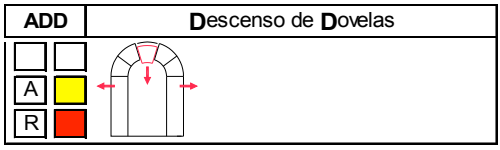


- Agrietamiento horizontal



Arcos:

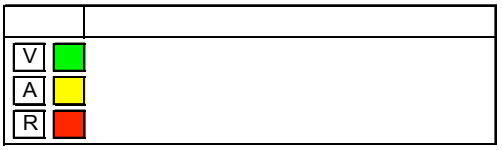
- Descenso de dovelas



- Desplazamiento de estribo



Para poder dar cabida a cualquier otro daño que pudiera detectarse en los diferentes elementos estructurales, cada uno de ellos posee una casilla vacía para poder realizar un breve esquema del daño así como valorar la intensidad del mismo.



7.3.2.4. Recomendaciones y medidas de seguridad

En este apartado retomamos el cuerpo común con la Ficha de evaluación rápida de daños para estructuras porticadas donde indicaremos:

Evacuar edificación vecina

Ante el riesgo de colapso de nuestro edificio o de que éste pudiera provocar cualquier tipo de daño a las edificaciones vecinas, indicaremos por seguridad, que edificaciones vecinas resulta necesario evacuar. Para ello, tomaremos como referencia el portal de acceso al edificio, situándolo éste a nuestra espalda.

Segunda evaluación

Sólo en casos muy concretos podemos entender necesaria la realización de una segunda evaluación al inmueble, indicando para ello de forma detallada las causas que lo motivan.

Acceso parcial o zonal

Por las características de la edificación, el complejo edificado, etc., pueden darse casos en los que se permita el acceso sólo de forma parcial o a una zona concreta. En ese caso, detallaremos en este apartado en qué lugares de la edificación se produce dicha situación.

Prohibido el acceso

Se marcará esta casilla cuando éste sea totalmente desaconsejable por las razones que se estimen.

Nº de viviendas desalojadas / estimación personas desalojadas

Se dispondrá en esta casilla el número de viviendas que componen el edificio, dato que podremos obtener, entre otros, del portero automático del edificio. Identificado en número de viviendas realizaremos la estimación de personas desalojadas, que conforme recoge la ficha, se establece en tres por vivienda. Así, a modo de ejemplo, un inmueble de cuatro viviendas supondrá una estimación de personas desalojadas de doce.

Otras medidas a adoptar (acordonar, cortar calles)

En este apartado podremos incluir todas aquellas recomendaciones, medidas a adoptar, etc., que no hayan podido quedar recogidas en los apartados anteriores, realizando de igual modo cuantos esquemas, anotaciones, etc., se estimen convenientes para su correcta definición. Finalmente, se deberá indicar si éstos serán llevados a cabo en el exterior del inmueble, en el interior o en ambos.

Fecha de evaluación y firma de los evaluadores

Completada la ficha se procederá a indicar fecha y hora de la evaluación así como a la firma de la misma por los evaluadores indicados al inicio de la ficha. Observar que deberán ser firmadas las hojas número 2 y 4, correspondientes con los reversos de la ficha impresa a doble cara.

8 APUNTALAMIENTOS Y APEOS DE EMERGENCIA EN EDIFICACIONES

Enrique Mora Vieyra de Abreu
Ingeniero de Edificación. Master en Patología de Edificación. COAATIEMU.

Pedro Sánchez Gálvez
Arquitecto Técnico. COAATIEMU

Nuria Rosa Roca
Ingeniero de Edificación. COAATIEMU.

8. APUNTALAMIENTOS Y APEOS DE EMERGENCIA EN EDIFICACIONES

El apeo es una estructura auxiliar que asegura la estabilidad de un edificio o de algunas de sus partes en el caso de que los sistemas estructurales de éste tengan que permanecer fuera de servicio. Es fundamental, para su puesta en obra, el conocimiento y la interpretación total de la estructura existente, ya que supone una variación estructural en la edificación en que se instala.

La función de estos sistemas es suspender por un tiempo el trabajo mecánico a realizar por algunos elementos estructurales del edifico, mediante una transferencia de esfuerzos, constituyendo un sistema de equilibrio de fuerzas formado por los elementos de apeo y los propios del edificio apeado.

El concepto de apeo, por lo tanto, está muy ligado a un carácter efímero, dado que su finalidad y objetivo es devolver a la estructura dañada las condiciones óptimas de seguridad y estabilidad. Por el contrario, la idea de refuerzo no implica esta temporalidad, ya que pueden ser empleados como soluciones definitivas, ayudando a la estructura existente.

Así, a grandes rasgos, los apeos *(figura 8.1)* y todas las estructuras auxiliares deben cumplir unas condiciones básicas que respondan a sus definiciones: carácter estructural y carácter efímero:

- **Resistencia y estabilidad ante las cargas a transferir**
- **Optimización económica y de montaje**
- **Seguridad para las personas y para el propio edificio**

Un apeo debe garantizar la estabilidad del edificio y su habitabilidad cuando se trate de una solución definitiva. La actuación final dependerá del destino final que se plantee para el edificio, de esta manera, cabe señalar la existencia de apeos que sirven a otros apeos, como los encargados de asegurar estabilidad y funcionalidad en la fase de construcción de otro apeo de carácter más duradero.



Figura 8.1. Apeo provisional en voladizo de fachada

8.1. CONSIDERACIONES PREVIAS. CONDICIONES DE SEGURIDAD

Las intervenciones en cualquier edificio que ha sufrido algún tipo de daño estructural es una tarea delicada, dependiendo siempre de una gran cantidad de factores y de criterios sobre las medidas de seguridad de los propios habitantes de los mismo, así como de las personas que intervienen para el desalojo del mismo, en éste apartado consideramos una serie criterios, actuaciones y medidas de seguridad que no podemos olvidar.

8.1.1. CRITERIOS GENERALES SOBRE LAS MEDIDAS DE SEGURIDAD EN EDIFICIOS

No existe una norma fija que indique cuándo hay que apear. Sin embargo, es muy recomendable ponderar los riesgos a la hora de acometer una actuación en un edificio en proceso de ruina, por muy lento que éste sea.

En general, es necesario apear en caso de:

- En procesos de ruina
- Cuando existe una afección a los edificios colindantes y a los viandantes
- Si hay que garantizar la estabilidad durante intervenciones en el edificio (mantenimiento, recuperación, revisión)
- Para la realización de recalces en cimentaciones
- Cimbrado y descimbrado de arcos, bóvedas y otros elementos
- Sujeción y estabilización de fachadas

Las intervenciones para la recuperación de una edificación dañada comprenden de las siguientes partes:

Tratamiento patológico donde se realizará, un proceso de diagnóstico y análisis de la estructura del edificio en general y un análisis patológico.

Intervenciones de seguridad y mantenimiento donde aseguraremos la sustitución de la carga que se le transmite a los soportes verticales a los puntales, apeos, cimbras etc. y mantendremos la estabilidad de la edificación.

Intervenciones de eliminación y mejora se trata de realizar una intervención donde se pretende sustituir o eliminar el soporte vertical existente y sustituirlo por un nuevo elemento como mejora de la estabilización estructural y desmontar una vez consolidado el sistema de apeos primario.

8.1.2. ACTUACIONES DE EMERGENCIA

El conjunto de decisiones a tomar en una edificación dañada está condicionado por una serie de factores que pueden limitar la eficacia y puesta en marcha de las medidas de seguridad necesarias.

Estos factores son:

- El tiempo necesario de ejecución
- La dificultad de la puesta en obra
- La disponibilidad de medios materiales y personal

- El nivel de ocupación del edificio afectado
- Los costes de ejecución

En las actuaciones de emergencia *(figura. 8.2)* el objetivo prioritario es resolver la situación de peligro que surge de improviso y la toma de decisiones necesarias por parte de los técnicos para estabilizar una edificación en el menor tiempo posible.

Este objetivo es principal, adoptando las medidas necesarias para eliminar o paliar el peligro existente de la forma más rápida, en detrimento de otros objetivos que consideramos secundarios, como el mantenimiento de la habitabilidad del edificio, en todos éstos casos prima la pronta toma de decisiones debido a la amenaza de hundimiento.

Se debe decidir sobre la necesidad o no de desalojar el edificio en la zona de peligro o en su totalidad (requiriendo si fuera preciso el auxilio de las autoridades administrativas y judiciales).



Figura 8.2 Apeos y Refuerzo. Terremoto de Lorca, 2011

A su vez se delimitarán las circulaciones y zonas de tránsito, advertir de las áreas de peligro y las partes cerradas al paso, y trazar las zonas de influencia sobre edificios y vías colindantes, teniendo en cuenta la maquinaria a emplear según sus posibilidades de permanencia en el edificio sin peligro para los operarios.

La estabilización de estructuras a través de apeos o apuntalamientos, incluido el riesgo de los equipos de trabajo (maquinaría), es una tarea que debe de realizar bajo la supervisión de técnicos cualificados y trabajadores formados e informados de los riesgos existentes y del comportamiento estructural de la edificación a intervenir.

Se realizará antes de proceder a la estabilización un plan de trabajo, previo análisis del comportamiento de dicha estructura y de su estado de solidez. Los trabajos más peligrosos los encontraremos en estructuras derrumbadas o inestables.

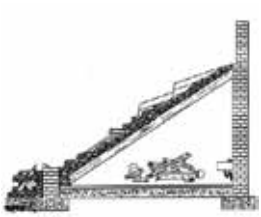
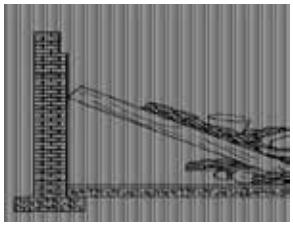
Los puntales son los apoyos provisionales de los elementos estructurales al día de hoy más eficaces, que sirven para sostener durante un cierto periodo de tiempo aquellos elementos

que no son capaces de permanecer en equilibrio por sí mismos o no alcanzan suficiente resistencia hasta que no ha pasado un tiempo.

Los terremotos pueden dañar gravemente estructuras como edificios, puentes y presas. Sin realizar un estudio o análisis previo las estructuras dañadas por un terremoto no podemos saber sin son inestables, los edificios inestables en primer lugar se debe de proceder a estabilizarlos, si previamente se considera en principio que no existe riesgo alguno para los trabajadores, que tengan que intervenir en el mismo, para apera o apuntalar, ya que puede ser una trampa mortal o caídas al piso inferior.

Si existen dudas razonables sobre la seguridad estructural del edificio, se debe de acordonar el edificio y proceder a la demolición de emergencia del mismo con maquinaria pesada.

Ejemplos de estructuras inestables:


Cubiertas Inclinadas Sobre carga en forma de “V” Vigas en voladizo

8.1.3. PRIMERAS MEDIDAS DE SEGURIDAD APEOS, APUNTALAMIENTOS Y CIMBRAS

Entendemos por apeo o apuntalamiento la operación necesaria para sostener un edificio o parte de él, pudiendo realizar sin riesgo las operaciones de sustitución o reparación de las obras proyectadas post-sísmicas.

Tendremos muy en cuenta al estudiar el apeo que cuando este tipo de obras son a realizar en monumentos o edificios históricos o artísticos, se ha de ocasionar el menor daño posible, aunque durante años sufriera un mal trato y la encontremos muy deteriorada. Conocedores de su valor, actuaremos con toda consideración y tomaremos las máximas precauciones.

Emplearemos en los apeos tres materiales principales, por su facilidad de montaje y ensamblaje: madera, el acero y las fábricas de ladrillo, en su caso, pero teniendo siempre en cuenta que se tratan de operaciones para uso provisional.

Emplearemos la madera en los casos de apuntalamiento de rápidos o pequeño. El hierro en las alturas, en grandes arcos y bóvedas, con sistemas tubulares enlazados y atirantados y raras veces con perfiles laminados. La fábrica de ladrillo la utilizaremos para aportar más estabilidad, al no estar afectada, como la madera, por los agentes atmosféricos y puede ser realizada por personal de albañilería, sin necesidad de operarios especializados.

La cimbra es un sistema de apuntalamiento modular de acero, *(figura. 8.3)* que proporciona un método rápido, eficiente y versátil para construir estructuras de hormigón de

gran altura y para estabilizar arcos y bóvedas de estructuraras murarías, también son sistemas conformados por un conjunto de tubos tubulares de acero formando así torres individuales, formadas por bastidores tubulares de acero unidos por medio de cruces de diagonal doble.

Este sistema se utiliza para el apuntalamiento de grandes cargas y superficies como son puentes, grandes losas, vigas a cualquier altura, arcos, bóvedas a diferencia de las torres que se utilizan para encofrar menores alturas y cargas.



Figura 8.3 Iglesia de Santo Domingo. Lorca. CIMBRADO DE BOVEDA.

EJEMPLOS DE ACTUACIONES DE EMERGENCIA

1.- Pilares con daños graves. Apeos de forma inmediata y rigurosa *(figura 8.4).*

Dado que la plastificación de la sección supone su incapacidad para transmitir las cargas a los elementos resistentes inferiores o a la cimentación. Este apuntalamiento permite la transmisión de carga vertical a otras plantas o terreno mediante el empleo de puntales metálicos verticales a compresión y sopandas y durmientes horizontales de madera a flexión, ésta solución de apeo no es correcta para poder sustituir o reparar cabeza del pilar dañada.



Figura 8.4 Edificio ubicado en la Calle Auroros de Lorca.

En la ejecución de este apeo con puntales metálicos telescopios, podemos observar que no se han colocado tablones de madera en sus bases, y/o durmientes.

(figura 8.5), por lo que la transmisión de las cargas sobre los puntales no está uniformemente repartida sobre el forjado, ésta solución de apeo no es correcta para poder sustituir o reparar el pilar desplazado.



Figura 8.5. Edificio situado en calle Castilla, de Lorca.

2.- Pilares con daños leves en cabeza de pilar de planta baja de hormigón armado



Figura 8.6. Diseño de apeo de pilar. Situado en la Calle Turbintos de Lorca.

Lesión en cabeza de pilar con desprendimiento de hormigón. Se ha procedido a su apuntalamiento o apeo porque esta lesión puede conducir a un tipo de colapso frágil del edificio. Además, el apeo complementario realizado es apto para realizar trabajos de refuerzo en cabeza de pilar. *(figuras 8.6 - 8.7)*



Figura 8.7. Diseño de apeo de pilar.

8.2. CLASIFICACIÓN DE LOS TIPOS DE APEOS Y APUNTALAMIENTOS

La infinidad de apeos existentes hace que sean clasificables en base a multitud de criterios: según su forma de trabajo, según sus materiales constituyentes, según su periodo de vida útil, según la relación peso-resistencia, etc.

La diferente relación entre peso, volumen y capacidad resistente inherente a cada material constructivo repercute en la ejecución del sistema de apeo hasta el punto de llegar a establecerse grandes grupos de sistemas de apeo. De entre ellos podemos hacer una de las clasificaciones, de las tantas, que se le pueden otorgar a los sistemas de apeos.

CLASIFICACIÓN DE LOS APEOS:

POR SU FORMA DE TRABAJO

- Sistemas pesados
- Sistemas ligeros

POR PERIODO DE TIEMPO O VIDA ÚTIL

- Apeos de urgencia
- Apeos complementario
- Apeos supletorios
- Apeos o refuerzos de recuperación
- Apeos por demolición
- Aspectos a tener en cuenta en su instalación

En los siguientes apartados vamos a ir desarrollando ésta clasificación de los apeos en función de la forma de trabajo, del Periodo de vida útil que puedan tener y del tipo de material.

8.2.1. POR SU FORMA DE TRABAJO

8.2.1.1. Sistemas pesados

Se denominan sistemas pesados a aquéllos en los que el peso de su material interviene de modo fundamental en el sistema de equilibrio. Se conforman con bloques de hormigón o ladrillo, (*Figura 8.8),* también se incluirían en este grupo los fabricados con piedra u hormigón.

El ajuste entre el elemento reforzado y el refuerzo tiene como objetivo garantizar que se transmita al refuerzo las tensiones que aquél no puede absorber, garantizando que ambos elementos trabajen solidariamente.

Una vez ejecutado el elemento refuerzo, resulta imposible con los materiales convencionales (pétreos o cerámicos) rellenar las holguras de la superficie, que deberían ser de contacto y carga, con el elemento deficiente.

Por otro lado también debemos tener en cuenta, que desde la ejecución del refuerzo hasta el fraguado definitivo de sus morteros se produce una retracción en la fábrica con tan sólo entrar en carga por el efecto de su propio peso, por lo que debemos prestar especial atención a las retracciones que los materiales de conexión nos ofrecen, como nos muestra la norma EHE en los diagramas de retracción de los hormigones.

Los morteros que se aplican habitualmente una vez ejecutado el refuerzo y transcurridos unos días hasta haberse constatado que la fábrica del elemento de refuerzo ha consumado su retracción mayor. El tiempo de retracción varía en función de los materiales y las condiciones de humedad en la puesta en obra. Así mismo la urgencia que requiere el daño detectado en el elemento deficiente también supedita el periodo de tiempo para ejecutar la conexión entre elementos. Podemos establecer como periodo mínimo las 24 horas desde su ejecución, efectuando a partir de ese periodo revisiones posteriores por si se manifestaran nuevas retracciones a través del fisuramiento del mortero de conexión.

En definitiva, como cualquier obra de fábrica, debemos tener presente todas las características de los materiales constituyentes, ya sean los utilizados para su ejecución como los de su unión, para que el elemento de refuerzo actúe correctamente en su función de apeo.



Figura 8.8. Sistemas de apeos pesados. Ricardo Huete Fuertes. Dr. Arquitecto

8.2.1.2. SISTEMAS LIGEROS

Los sistemas de apeo ligero se refieren a los sistemas simples, lineales, es decir, a los apeos con puntales metálicos, de madera, etc. Son característicos por su formación en entramados, constando de una serie de barras debidamente enlazadas de manera que se asegura la estabilidad total del conjunto. La duración de estos apeos es, generalmente corta y requiere de mano de obra especializada.

El puntal telescópico regulable de acero, es un apoyo provisional que trabaja a compresión y que se utiliza normalmente como soporte vertical temporal en las obras de construcción o demolición para realizar funciones similares, como evitar derrumbes en estructuras inestables. *(figura 8.9)*

Un puntal consta de dos tubos de acero de distinto diámetro los cuales se desplazan telescópicamente uno dentro de otro. Cada uno de los tubos lleva en su extremo una placa cuadrada taladrada de reparto, cuyo lado oscila alrededor de los 15cm.

El tubo de menor diámetro se desliza por el interior del mayor, disponiendo de unos taladros equidistantes para el alojamiento de un pasador, cuya función es la de servir de tope con el tubo de mayor diámetro, de forma que la altura total del puntal queda definida, en principio, por la posición del taladro elegido para introducir un pasador metálico. El tubo de mayor diámetro dispone de una rosca en su extremo, en la que se acopla un manguito roscado con asas cuya misión es la de permitir el ajuste fino de la altura del puntal y su entrada en carga, ya que al girarlo presiona sobre el pasador, elevando el tubo de menor diámetro.



Apuntalamiento de urgencia. Lorca Mayo 2011



Tipos de puntales metálicos

Figura 8.9

Los apuntalamiento con madera que se utiliza en la fabricación de estos apeos es del tipo conífera (pino, chopo, etc.), Las ventajas de estos apeos frente a otros es su fácil y rápido montaje, así como, su limitada envergadura. La estructura que conforman estos apeos suele ser isostática, por tanto, requiere de un arriostramiento.

Los elementos estructurales simples constitutivos de los apeos en madera más utilizados son: pies derechos, durmientes, sopandas, puentes y agujas, codales, jabalcón, ejión, tirantes y cuñas.



Figura 8.10. Diseño de apeo complementario de pilar y su protección.
Edificio Residencial San Mateo, de Lorca.

El apeo de la *(figura 8.10)*, transmite las cargas verticales al terreno o planta inferior mediante piezas de madera horizontales a flexión apoyadas sobre otras piezas de reparto del mismo material. Permite reparar el origen (desplome, asiento, etc.) salvando el pilar afectado.

Los apuntalamientos de entramado con acero, se utiliza en perfiles, normalmente IPN, UPN, además se utilizan chapas y tubos conformados en frío. El montaje en este caso también es rápido si se trata de un apeo metálico simple, no pasa igual en el caso de los apeos metálicos industrializados como son las cimbras, torres de carga, sistemas SOLDIER, etc., Los entramados formados por apeos metálicos también precisan de un arriostramiento entre sus piezas.

Apeo metálico simple formado por 2U soldadas y preparadas en sustitución de telescópicos metálicos. (*figura 8.11)*





Figura 8.11 Montaje de un apuntalamiento de urgencia con perfiles metálicos.

Apeo metálico industrializado. Estabilizadores de fachadas *(figura 8.12)*





Figura 8.12 Montaje de estabilizadores de urgencia de perfilaría metálica industrializada.

8.2.2. Por periodo de tiempo o vida útil

8.2.2.1. Apeos de urgencia

Dichos apeos tienen la misión de evitar un colapso (total o parcial) imprevisto, o sus efectos, y crear las condiciones de seguridad adecuadas para que las operaciones de evacuación se realicen con seguridad y los operarios o bomberos puedan trabajar. Dadas las precarias condiciones de trabajo, que nos podemos encontrar, los elementos deben ser de material ligero y rápida entrada en carga. Los apeos telescópicos metálicos son idóneos para esta fase de la actuación. Los materiales de madera se utilizaran para apoyar a los metálicos

(sopandas y durmientes) y facilitar la transmisión y reparto de las cargas verticales. Por ejemplo (*figura 8.13)* se nos puede presentar los siguientes casos:

- La colocación de una hilera de puntales telescópicos en forjados flechados acortando su luz.
- Bajo cubierta inclinada con flecha en sus correas se coloca un apeo enano formado por un pie derecho y una tornapunta.
- En muros de fachada con pérdidas de sección parcial de su fábrica se instalan tornapuntas de poca altura, mínima inclinación, que evite el desplome del muro.
- Para evitar la caída de aleros o cornisas al exterior, se colocara acotar con vallas una zona de seguridad y, en una segunda fase, sustituir estas vallas por unas viseras.



Figura 8.13. Lesión grave en cabeza de pilar de planta sótano por flexión combinado con la carga axial. Residencial San Mateo. Lorca.



Figura.8.14. Lesión grave en cabeza de pilar de planta baja por cortante.

Rotura plástica del hormigón y acero *(figura 8.14)*. Pilar sobre cargado y momento flector fuerte. Desprendimiento, desplazamiento del hormigón y pandeo de armaduras. El apeo realizado impide el orden y tipo de intervención posteriores para reparar el elemento dañado. Edificio de Casa Baratas de Lorca.

Los extremos volados han sufrido movimientos verticales y horizontes, dando lugar a flecha deferida en extremo más volado.

Las deformaciones estructurales se transforman en fuertes solicitaciones *(figura.8.15)* sobre el cerramiento exterior de fachada, las cuales determinan su rotura.



Figura 8.15. Apuntalamiento en voladizo de edificación.

Se ha apeado con puntales metálicos y sopandas con durmientes para soportar el cerramiento de la fachada volada por prevención y seguridad.

8.2.2.2. Apeos Complementarios

Si lo que se pretende es garantizar la seguridad de las estancias del inmueble en tanto se tomó a medio o largo plazo una decisión sobre el destino final de la edificación, acometeremos la instalación de un tipo de apeo complementario *(figura.8.16)* que permita en lo posible la habitabilidad del edificio.



Figura 8.16. Edificio en voladizo. Apeo de urgencia.

Complementa la estructura dañada en sus elementos más precarios en los voladizos del edificio a corto plazo. Ataja un peligro inminente. No supone una solución de apeo definitiva.

8.2.2.3. Apeos Supletorios

Este tipo de apeo los colocamos cuando desde un principio sabemos con seguridad cual va a ser el plan de intervención en los elementos dañados del edificio, abarcando incluso los trabajos de refuerzo, reparación o sustitución de los elementos estructurales, el sistema de apeo debe ser capaz de suplir la estructura dañada.

Será preciso analizar previamente cuál es la función estructural principal y derivada de cada uno de los elementos que se proyecta reparar, modificar o sustituir, debiéndose tener en cuenta las alteraciones que esto supondrá en los elementos estructurales que se mantengan en uso.

Este sistema de apeo debe instalarse previamente a cualquier operación de sustitución. En el caso más desfavorable debe tener el carácter de una estructura totalmente autónoma y alternativa a la dañada. Su trazado ha de permitir la manipulación, traslado o evacuación de los elementos estructurales en fase de reparación.

La opción de ejecutar un apeo supletorio *(figura 8.17)*, permite realizar operaciones de reparación globales o puntuales sin un orden pre-establecido por razones técnicas, de manera que permite desarrollar un calendario de obras racional, pudiendo supeditarse este orden a otros condicionantes de la obra: programa de desalojos y realojos, simultaneidad de reparaciones en diferentes plantas, etc.

La opción de un apeo complementario como el expuesto en el apartado anterior también resulta válida en trabajos de reparación pero supeditada a la ejecución de las obras a un determinado orden: la puesta en obra de apeos en parte de plantas inferiores y avance hacia las superiores mientras que las labores de reparación se ejecutan en sentido inverso.



Figura 8.17. Apeo de urgencia o complementario**:** Tornapuntas metálicos con durmientes y sopandas de madera.

Los tramos de durmientes y velas superpuestos que hacen la función de cuñas y aguja o anclaje metálico encajado en el terreno soportando muro de fachada desplomado. Ataja un peligro inminente. No supone una solución de apeo definitiva. Vallado provisional para acotar la zona de seguridad. Apuntalamiento insuficiente de voladizos de los cuerpos cerrados de fachada.



Figura 8.18. Apeo supletorio: Tornapuntas metálicos verticales con durmientes y sopandas de madera

La lectura que podemos hacer de ésta situación, *(figuras.8.18 y 8.19)* que nos encontramos en la planta sótano de una edificación, el pilar aparentemente no ha sufrido daños y la intervención corresponde al pilar de la planta baja, donde la existencia de daños estructurales obliga a un apuntalamiento de urgencia en planta baja, viéndose afectada colateralmente la planta sótano, ya que el apeo realizado transmite la carga de la edificación el forjado inferior.



Figura 8.19. Apeo supletorio: Transmisión de cargas al forjado inferior.

8.2.2.4. Apeos o refuerzos de recuperación

Al plantéanos las distintas opciones de apeo debemos considerar la posibilidad de que la causa y ubicación de los daños permita acudir a soluciones de refuerzo directo (*figura 8.20),* mediante elementos estructurales alternativos a aquellos. La solución de refuerzo puede resultar más sencilla y económica que la de apeo y, por tanto más idónea incluso en el caso de que a priori, no se haya determinado el destino final del edificio. Esta opción resuelve definitivamente el problema de las reparaciones futuras a ejecutar.



Figura 8.20. Apeo supletorio: Apeo de forjado y refuerzo definitivo del pilar.

8.2.2.5. Apeos por demolición

Otras veces, nos encontraremos que cuando se ha realizado una demolición parcial de la edificación, quedan eliminados también elementos de arriostramiento de la parte que aún queda en pie, *(figura.8.21)* lo que obliga a construir una serie de refuerzos complementarios. Por tanto, hay que analizar cómo queda afectada la estabilidad de la estructura después de las demoliciones parciales de muros o forjados que acometen sobre ellos. Estas situaciones nos llevaran a ejecutar sistemas económicos y seguros como la formación de contrafuertes y el atirantado entre los muros que queden en pie.

Cuando la demolición se efectúa en edificios entre medianeras próximas puede plantearse el mantenimiento de parte de la estructura horizontal, con el objeto de que actué de acodalamiento entre las edificaciones vecinas en tanto se construya el nuevo edificio.



Figura 8.21. Arriostramiento entre dos edificios.

8.2.2.6. Aspectos a tener en cuenta en su instalación:

- El apoyo y descarga de puntales sobre durmientes se realizará apoyados en elementos firmes si se produce en plantas de viviendas, tendremos que analizar las inferiores con el fin de reforzar el apuntalamiento de dichas plantas.
- Asegurar el deslizamiento de apoyo mediante el empleo de cuñas y arriostrar los puntales cuando su altura sobre pase los 3,00 m.
- En apeos de esquina de fachadas, apear en las dos direcciones.
- En huecos de fachada, proceder a cegar con fábrica o colocar apeos en cruz de San Andrés.
- Los apeos deberán ser montados por personal especializado y realizar al menos cada tres meses una revisión periódica.
- Se deberán instalar primero los apeos necesarios en planta baja, de esta forma se asegurará una buena transmisión de cargas en todo el edificio
- Se recomienda el replanteo previo de los pórticos de apuntalamiento, para una buena ordenación del sistema que permitirá la libre circulación bajo el apuntalamiento con mayor seguridad.
- El reparto de cargas sobre las superficies apuntaladas se realizará uniformemente, no sobrecargando en ningún caso los apeos más de su carga admisible.

8.3. PUNTALES METALICOS

Normativa:

- Los puntales telescópicos regulables de acero, deberán cumplir las normas: UNE-EN 1065 del 2001.
- RD. 1627/97, sobre condiciones mínimas de seguridad y salud en obras de construcción.

Los puntales, son elementos portantes de sección circular muy reducida respecto de su altura, ajustable, que sostiene de manera provisional un edificio, una pared, un terreno que amenaza con deslizarse o los porta sopandas de un encofrado metálico.

Consta de un tubo de acero (protegido con pintura epoxi) provisto de una base con rosca y pasador de acero para distintas secciones. Sus longitudes varían entre 1.00 y 6.00 metros y con capacidades resistentes variables.

Los puntales son apoyos provisionales que sirven para sostener aquellos elementos que no son capaces de permanecer en equilibrio por sí mismos o no alcanzan suficiente resistencia hasta que no ha pasado un tiempo.

Los puntales metálicos es el sistema más extendido de apuntalamiento. Éstos están formados, normalmente, por tubos telescópicos. *(figura 8.22),* los tubos deslizan uno dentro del otro, para que se pueda fácilmente acoplarlo a la altura necesaria.



Figura 8.22. Apeo de una edificación en el centro de Guadalajara.

Existen longitudes mayores y puntales previstas con gatos para actuar de tornapuntas en sistemas de encofrado o apuntalamientos que requieran arriostramientos laterales o transversales.

8.3.1. PUNTALES TELESCÓPICOS TRADICIONALES DE ACERO

El puntal telescópico es uno de los recursos tradicionales más utilizado en la ejecución de apeos. El más convencional está constituido por dos tubos de acero de distinto diámetro, cada uno de los cuales lleva en un extremo una placa cuadrada taladrada de reparto, cuyo lado oscila alrededor de los 15 cm. El tubo de menor diámetro se desliza por el interior del mayor, disponiendo de unos taladros equidistantes para el alojamiento de un pasador, cuya función es la de servir de tope con el tubo de mayor diámetro, en forma tal que la altura total del puntal queda definida, en principio, por la posición del taladro elegido para introducir el pasador metálico.

El tubo de mayor diámetro dispone de una rosca en su extremo, en la que se acopla un manguito roscado con asas (o palancas abatibles) cuya misión es la de permitir el ajuste de la

altura del puntal y su entrada en carga, ya que al girarlo presiona sobre el pasador, elevando el tubo de menor diámetro.

Su capacidad resistente es muy variada, dependiendo tanto del diámetro y del espesor de los tubos que lo componen como de la altura de montaje.

Se comercializan normalmente dos tipos de puntales que se conocen por el diámetro del tubo mayor, que es normalmente de 48 mm o de 60 mm, fabricándose a su vez cada uno de ellos para distintos tramos de longitudes, de forma que es factible emplearlos para distancias comprendidas entre 1,7 y 5 metros.

La capacidad de carga depende del fabricante ya que varía en función de las características constructivas y materiales con que se ha confeccionado.

Existe una amplia oferta con variaciones entre los fabricantes, pero se puede estimar que un puntal telescópico de 48 mm de 3,00 metros de altura puede admitir una carga de entre 10 y 25 kN., y a una altura de 2,00 metros puede admitir en torno a los 15 y 30 kN., que se reducen a la mitad cuando se extiende a los 4,00 metros de longitud.

Un puntal con 60 mm de diámetro el valor puede alcanzar a los 25 y 35 kN., para 2,00 m de altura, si se eleva a 5 metros de altura entre 5 y 10 kN.

Es conveniente resaltar que las capacidades de carga de los puntales telescópicos ofrecidos por los fabricantes se establecen para unas condiciones de trabajo muy difíciles de cumplir en apeos: suponer la articulación en sus extremos, piezas sin ningún tipo de desplome, transmisión de cargas axiles completamente centradas.

Dada su esbeltez, es preciso tener en cuenta la importante disminución de resistencia si se producen desviaciones en esas condiciones anteriormente dichas, por pequeñas que sean. (Se pueden dar reducciones de entre un 25 y un 50% de la capacidad resistente del puntal para desviaciones de 25 mm).

Por ello, cuidar un correcto aplomado y garantizar una centrada transmisión de cargas es fundamental cuando queremos acercarnos a la capacidad teórica de la carga del puntal.

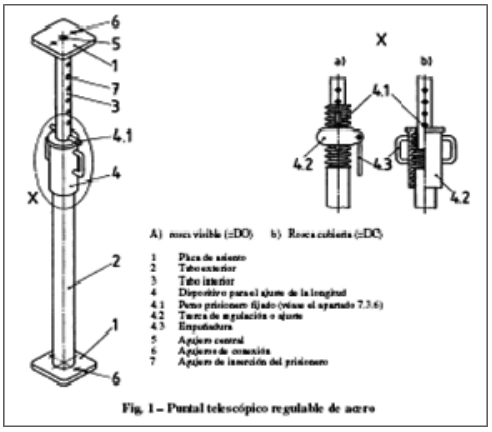


Fig. 1 – Puntal telescópico regulable de acero

Figura 8.23 Puntal telescópico regulable. UNE-EN 1065.2001.

Un apeo adecuadamente ejecutado requiere de una práctica esmerada, exigiéndose un arriostramiento con triangulaciones de tubos embridados a ellos, algo complicado y costoso de ejecutar, por lo que es más común observar los puntales careciendo de cualquier atado o arriostrado normal al plano de apeo, únicamente clavados en cabeza a un tablón de sopanda y a otro como durmiente, cosa totalmente desaconsejable.

Puntales telescópicos utilizables como tornapuntas

Realizados en acero y empleados como tornapuntas para encofrados de muros, pero que pueden utilizarse en apeos si usamos piezas articuladas que disponen, conectándolas por anclajes a los elementos de construcción a contener o a piezas intermedias prediseñadas.

Puntales de gran carga o longitud

Una variante de los puntales telescópicos tradicionales es el formado por módulos de celosía tridimensional, ejecutada con tubos que se acoplan entre sí hasta alcanzar la altura requerida, rematándose en sus extremos con piezas de serie para su acoplamiento a las necesidades de obra.

Un ejemplo que encontramos en el mercado es el Super Slim, limitando cada fuste a 100 kN por la base regulable, la posibilidad de ensamblar varios fustes permite alcanzar fuertes capacidades de carga, operando con piezas de pesos manejables por los operarios, permitiendo alcanzar alturas importantes.

El Megashor es otro producto comercializado que se puede considerar como un Super Slim gigante, conformado también por dos perfiles en “U” con chapas plegadas pero con sección de 286 x 280 mm (capacidades de carga de 1000 kN a 1,5 m y hasta 400 kN a 8 m de altura). Su principal inconveniente es el excesivo peso de sus piezas componentes.

El tipo PERI HD 200 es un puntal construido por aleación de aluminio y formado por tres tubos de diámetro 48 mm unido por cartelas. Fabricados en módulos de 30, 90 y 270 cm. Disponen de piezas cabezales de husillo para largo recorrido de hasta 45cm. Generalmente empleados para encofrados de grandes losas, destaca el poco peso de sus piezas, pero el principal inconveniente es su elevado precio.

Para alturas de entre 9 y 10,7 metros la carga soportada disminuye a los 50 kN.

8.3.2. CLASIFICACIÓN DE LOS PUNTALES METÁLICOS

Un puntal telescópico regulable de acero debe clasificarse de acuerdo con su resistencia característica nominal Ryk y su longitud máxima, que se dan en la tabla de la norma UNE-EN 1065-2001.

Para los puntales de clases A, B y C, la resistencia característica nominal que se da en la tabla 2 debe aplicarse a la longitud de extensión máxima. Para los puntales de las clases D y E, la resistencia característica nominal que se da en la tabla 2 debe aplicarse a todas las longitudes de extensión posibles. Ver *(figura 8.24)*

Tabla 2
Clasificación

Clase	Longitud de extensión máxima $l_{máx.}$ m	Resistencia característica nominal (véase el capítulo 8) R_{k} kN
A 25	2,50	20,4
A 30	3,00	17,0
A 35	3,50	14,6
A 40	4,00	12,8
B 25	2,50	27,2
B 30	3,00	22,7
B 35	3,50	19,4
B 40	4,00	17,0
B 45	4,50	15,1
B 50	5,00	13,6
B 55	5,50	12,4
C 25	2,50	40,8
C 30	3,00	34,0
C 35	3,50	29,1
C 40	4,00	25,5
C 45	4,50	22,7
C 50	5,00	20,4
C 55	5,50	18,6
D 25	2,50	
D 30	3,00	
D 35	3,50	
D 40	4,00	34,0
D 45	4,50	
D 50	5,00	
D 55	5,50	
E 25	2,50	
E 30	3,00	
E 35	3,50	
E 40	4,00	51,0
E 45	4,50	
E 50	5,00	
E 55	5,50	

Figura 8.24 Puntal telescópico regulable. UNE-EN 1065.2001.

8.3.3. ASPECTOS A CONSIDERAR EN LOS PUNTALES METÁLICOS

- Los puntales metálicos a utilizar como apeos serán todos telescópicos, teniendo siempre una sección y una longitud adecuadas para el apuntalamiento requerido.
- Estarán en perfectas condiciones de mantenimiento: ausencia de óxido, pintados, con todos sus elementos.
- Carecerán de deformaciones en el fuste.
- Los tornillos sin fin estarán engrasados en prevención de esfuerzos innecesarios.
- En sus extremos, los puntales estarán dotados de placas de apoyo y clavazón.
- El acopio de puntales será ordenado, en capas horizontales y en un lugar concreto de la obra.
- Se prohíbe la carga a hombro de más de dos puntales por un solo operario en prevención de sobreesfuerzos.



Figura 8.25 Apeos de Emergencia. Lorca. Mayo 2011.

8.4. APEOS Y APUNTALAMIENTOS

Apear es sostener provisionalmente, con armazones de madera, metálicos, cerámicos, hidráulicos o mixtos, el todo o parte de un edificio o terreno.

Los apeos son construcciones auxiliares y se emplean para detener movimientos de elementos constructivos, lesiones o edificaciones que amenazan ruina, que van a sufrir una reforma o que aún no tienen la resistencia adecuada.

Es evidente que el apeo, como elemento auxiliar, tiene una importancia vital a la hora de proteger la construcción o la seguridad de las personas ya sean usuarios del inmueble, trabajadores o simplemente transeúntes.

El planteamiento del apeo depende en mayor parte, del tiempo durante el que tenga que ejercer su acción y de la importancia o el riesgo de la misma, no será por lo tanto igual el apeo de un edificio en el que se vaya a excavar una planta por debajo de la rasante, o el de un elemento que se va a demoler o a consolidar en un espacio breve de tiempo.

El apeo en madera, sigue siendo, hoy por hoy, el más utilizado, las razones de su uso combinan, *(figura 8.26)* por un lado, la tradición y el oficio de muchos años de experiencia y por otro la gran versatilidad para ser cortada a la medida, cajeada, clavada, etc. difícilmente superable para los sistemas industrializados, con módulos rígidos, multitud de piezas y un alto coste.

La penetración de estos sistemas de rápida ejecución y reaprovechamiento de sus elementos se va imponiendo en algunas modalidades de apeos, como la de sostenimiento de fachadas por vaciado interior de edificios.



Figura 8.26 Apeo provisional, cerramiento planta baja. Lorca. Mayo 2011.

8.4.1. APEOS PARA CIMENTACIONES

Cuando es necesario recalzar, sanear o reparar una zapata o elemento de cimentación, debemos desviar las cargas que trasmite la construcción a este elemento, dejando únicamente los empujes correspondientes al peso propio de la pieza de cimentación y el pilar o trozo de muro que gravite directamente sobre esta.

Para conseguir esto deberemos descargar las vigas y forjados correspondientes al nudo inmediatamente superior a la zapata por medio de puntales o tornapuntas con sus durmientes y sopandas para garantizar su unión con las piezas de la estructura.

En este tipo de apeos *(figura 8.27)* ha de tenerse en cuenta el posible cambio de la ley de distribución de momentos y el punto donde transmitimos las cargas al terreno, siendo necesario en muchas ocasiones continuar el apeo hasta plantas superiores y conducir los empujes a las zapatas o cimentaciones más próximas, vigilando especialmente los nuevos esfuerzos, sobre todo los cortantes.

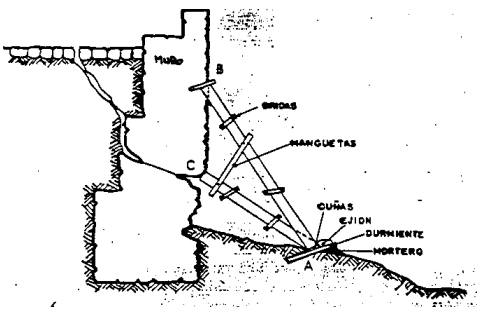




Figura 8.27 Detalle apeo cimentación. Broto, Apeo cimentación.

Un apeo debe garantizar la estabilidad del edificio y su habitabilidad cuando se trate de una solución definitiva. La actuación final dependerá del destino final que se plantee para el edificio.

De esta manera, cabe señalar la existencia de apeos que sirven a otros apeos, como los encargados de asegurar estabilidad y funcionalidad en la fase de construcción de otro apeo de carácter más duradero.

Uno de los problemas generales que se plantea en la reparación de cimientos es el de la entrada en carga, tanto del apeo como del cimiento una vez concluidas las obras y quitando el apeo, ya que pueden producirse importantes daños de distinto orden (estructurales, de elementos constructivos, de acabados…).

Se hace preciso, por tanto, en muchos casos, disponer de algún mecanismo de regulación que permita el apriete del muro contra el apeo, haciéndole entrar en carga definitiva del elemento que apea.

Primero se determinan las cargas transmitidas por el muro a la zapata, posteriormente se estima la capacidad resistente del elemento constructivo en que apoyan los durmientes y/o del terreno sobre el que asienta, a fin de establecer el tipo de durmiente necesario.

Otra solución común consiste en la realización de agujas de perfiles metálicos que queden como apoyos definitivos del muro, descansando sobre dos zapatas corridas independientes ejecutadas a ambos lados de la cimentación primitiva, que deja de ejercer su función sin necesidad de ser eliminada.

Ejemplos comunes son los apeos con agujas de madera o metálicas empotradas al propio muro a descargar y a otro sobre el que pueda realizar la descarga con un punto de apoyo intermedio.

Los apeos con palanca de tornapuntas en madera para resolver los problemas de excesiva flexión generada en las agujas, consistiendo en desviar la carga que reciben entregándola a la cabeza de una tornapunta en la zona contigua al muro a descargar, que la conducirá al punto de apoyo de la palanca, transmitiendo en su base la componente horizontal a la base de otra tornapunta opuesta a la anterior, que conducirá la carga al extremo opuesto de la aguja superior, quien, a su vez, la entregara en componente al muro descargado.

Es común emplear perfiles laminados unidos mediante tornillos o soldadura a las zapatas como sistema de transición en la descarga que lleva a cabo, tanto en pilares de hormigón como de fábrica o metálicos.

La descarga de zapatas y pilares también se puede realizar mediante apeos de madera (tornapuntas por ejemplo) o mediante sistema Soldier (tornapuntas y tirantes metálicos). *(figura. 8.28)*

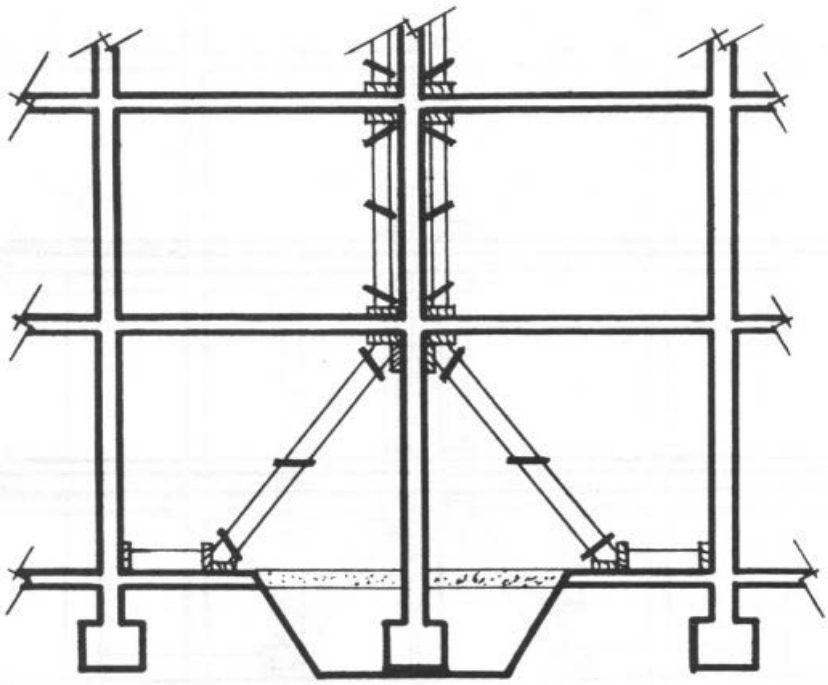


Figura 8.28. Detalle apeo cimentación para su refuerzo. Ed. Munilla-Leira.

8.4.2. Apeos de Pilares

Los pilares son elementos de transmisión de cargas verticales y por la tanto debemos apearlos con elementos como puntales metálicos o rollizos de madera, e incluso con perfiles metálicos, que logren liberarlos de las cargas o solicitaciones a que son sometidas de las vigas y forjados que le afecten, y prever un espacio necesario alrededor de los mismos para los trabajos de reparación.

Estas nuevas estructuras originaran una modificación de las cargas transmitidas a los pisos superiores e inferiores, que será necesario corregir por medio de apeos en las plantas inferiores al pilar dañado. *(figura 8.29)*



Figura 8.29 Apeos de Urgencia: Daños en cabeza pilar y refuerzo en pilar inferior.

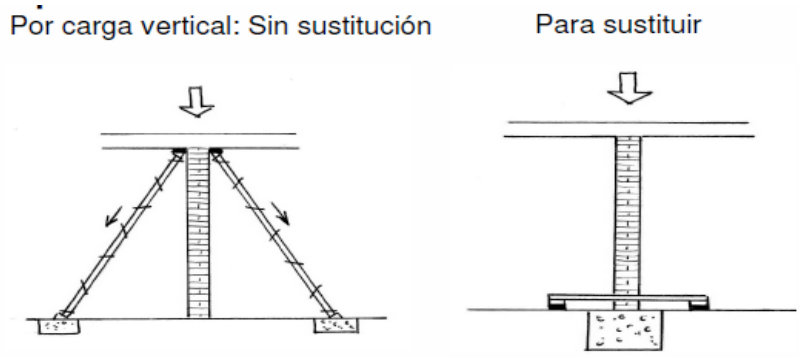


Figura 8.30. Apeo de elementos verticales. Ricardo Huete Fuertes. Dr.Arquitecto.

8.4.3. APEO DE MUROS

Antes de apear un muro es importantísimo investigar la causa de su movimiento, ya que el apeo debe contrarrestar los esfuerzos que originan las deformaciones, de una forma genérica podemos diferenciar entre:

- Asentamiento
- Giros con respecto a un punto
- Giros con respecto a un eje vertical
- Giros con respecto a un eje horizontal
- Pandeo
- Aplastamiento

En la mayoría de los casos existe una serie de operaciones iniciales que son comunes a casi todos los apeos de muros, la primera es el recercado de huecos, por ser estos uno de los puntos débiles de la construcción y sólo así podemos garantizar el trabajo solidario de toda la fábrica y por lo tanto, la estabilidad del muro. *(figura 8.31).*



Figura 8.31. Apeos de muro.

Cuando se trate de espacios adintelados, si son pequeños, bastara con dos virotillos acuñados con durmientes y sopandas, en huecos mayores deberemos colocar cruces de San Andrés, simples o dobles, o incluso reforzar los pies derechos del recercado de las jambas si debemos dejar transitable el elemento.

En huecos con dintel de directriz curva, deberemos emplear elementos del tipo cimbra o similar.

Comenzaremos por el caso de lesiones por asentamiento, existen dos formas de enfrentarnos a este problema, dependiendo de las facilidades que tengamos de trabajar por los dos lados o sólo uno del muro afectado.

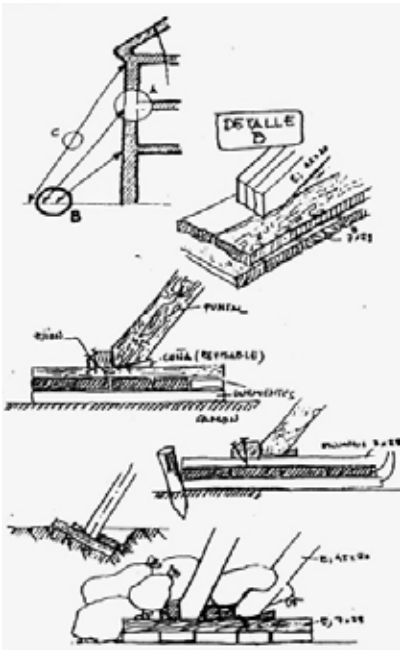
La primera seria recurriendo al empleo de caballetes o asnillas, constituidas por pares de pies derechos colocados a cada lado del muro y que sirven de apoyo a las agujas horizontales que perforan el muro a modo de pequeñas vigas de poca luz.

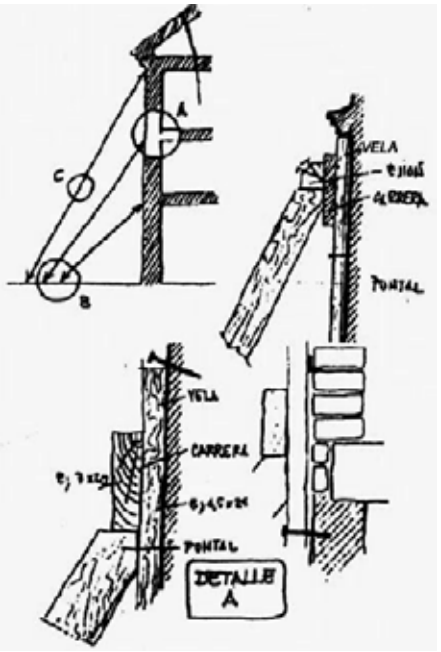
Este sistema es el que ocupa menos espacio, siendo esta su principal virtud.

El otro sistema, más usual y más extendido es el apeo por medio de puntales, este sistema sirve también para solucionar problemas de giros y desplomes, su forma más sencilla se realiza con un solo puntal inclinado entre 60 y 75 grados y apoyado en el suelo mediante un durmiente con el que formara un ángulo entre 85 y 90 grados, el deslizamiento del durmiente deberá estar impedido por medio de anclajes introducidos firmemente al suelo.

El apoyo en el muro se conseguirá por medio de muletillas recibidas con yeso, la unión de las muletillas con el puntal se puede realizar a tope, embarbillado o a espera, siendo este sistema el más empleado en los apeos múltiples, en los que por sus condiciones constructivas o sus lesiones es necesario recurrir a varias filas de puntales y, por lo tanto al uso de una zapata mural en lugar de la muletilla.

DETALLES EN MADERA DE SUJECIÓN DE MUROS





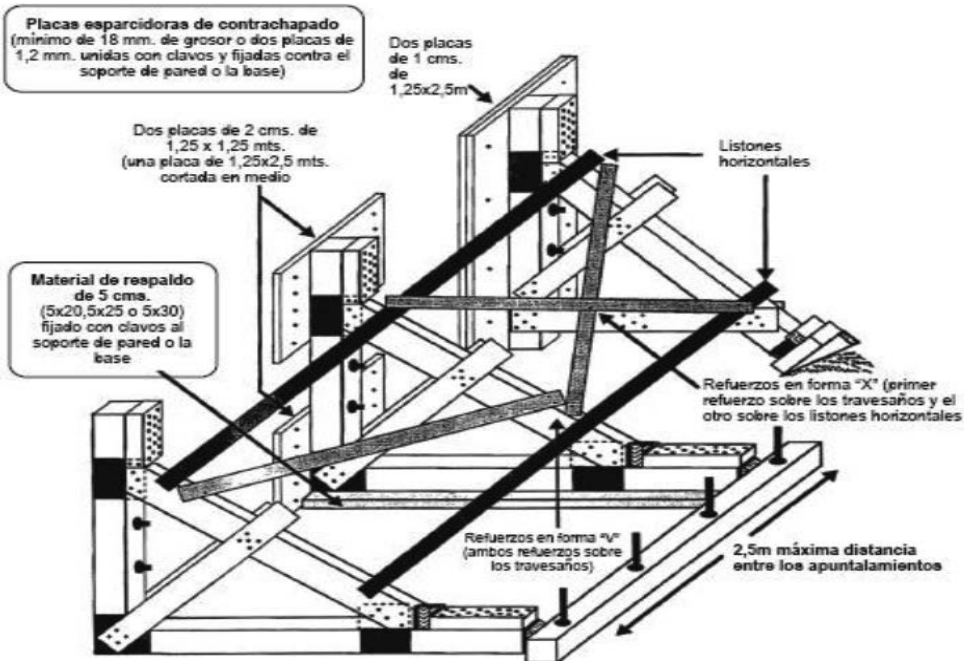


Figura 8.32 Refuerzos en madera y materiales de respaldo

DETALLES MIXTOS: MADERA PUNTALES METÁLICOS DE SUJECIÓN DE MUROS:



Figura 8.33. Apeo complementario de desplome de cerramiento planta baja coincidiendo con los pilares con la posibilidad de afectación de los mismos.



Figura 8.34 Apeo complementario (Instituto “Ramón Arcas”. Lorca).

Para ello el muro de carga de la fachada cedido o desplomado se descarga mediante tornapuntas de distinta inclinación que acometen sobre la misma, contrarrestando su componente horizontal en cabeza con el empleo de sopandas cada 80 cm. que reparten la carga. Se observa que las cabezas de los puntales no transmiten perfectamente las cargas ya que sus bases no se apoyan adecuadamente faltando la colocación de una cuña de madera con la sopanda. Esta solución podría tener el carácter de supletoria si hubiera garantizado una perfecta transmisión de las cargas.

8.4.4. APEOS DE FORJADOS

El proceso de apuntalamiento de forjados o estructuras planas horizontales más usual consiste en el empleo de puntales metálicos telescópicos o pies derechos de madera, dispuestos en filas sobre durmientes, colocados perpendicularmente a los elementos resistentes, entre los que deberá disponerse unos tablones a modo de sopandas. *(figura. 8.35)*

Es muy importante el uso de cuñas para garantizar el trabajo uniforme de todo el apeo, así como el proceso de desmontaje del mismo.

La colocación de los elementos del apeo se debe hacer coincidir con los puntos donde el momento flector sea nulo, que en el caso de vigas continuas se encuentra aproximadamente a 1/5 de la luz entre pilares, en los voladizos siempre en los extremos libres. En forjados de mucha luz podría llegar a ser aconsejable colocar otra fila de pies derechos en el centro, previo estudio de la ley de cargas modificada.

Con independencia del material o sistema principal con el que se realice el apeo, para su ejecución deberán mantenerse las siguientes ideas básicas:

- Se deben evitar disponer líneas de apeo únicas o centrales en el vano
- Las cargas deben transmitirse a un soporte adecuadamente estable
- Si el apeo se produce en una planta alta (es decir no se puede apoyar directamente en el terreno o solera adecuada) será necesario continuar los pies derechos por los forjados inferiores hasta alcanzar el soporte adecuado
- Se debe verificar la correcta transmisión de cargas entre plantas
- No se puede apoyar un pie derecho en elementos o materiales dañados o no aptos (tarimas, rellenos, etc.)
- Los pórticos deben ser adecuadamente arriostrados longitudinal y transversalmente
- Las viguetas metálicas con importante pérdida de sección del alma o ala deben apearse disponiendo una sopanda por vigueta



Figura 8.35. Apeo de urgencia de una forjado reticular de HA. Lorca 2011.

DETALLES DE APEOS DE FORJADOS:



Figura 8.36 Apeo de urgencia sencillo.

Formado por dintel de madera y dos tornapuntas en extremos, bajo meseta de losa de escalera de hormigón armado. Este sistema de apeo en forma de marco facilita el acceso al interior para inspeccionar o reparar. *(figura 8.36)*

A su vez garantiza la seguridad de acceso de la escalera, ya que parte del muro portante de cerramiento se ha desplomado por efecto de esfuerzos sísmicos.



Figura 8.37. Apeo de urgencia pero con carácter supletorio, realizado con puntales telescópicos metálicos para transmisión de carga vertical al suelo o planta inferior.

Los puntales verticales trabajan a compresión y las piezas horizontales de madera a flexión.

8.5. APEOS DE ARCOS Y BÓVEDAS

8.5.1. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS ARCOS Y BÓVEDAS:

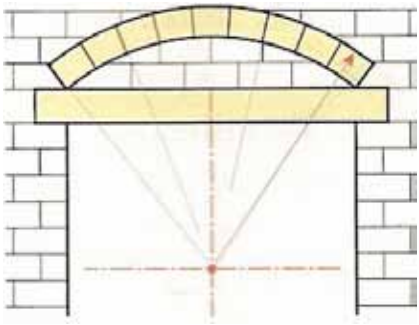
De los arcos:

Todo el sistema estructurar del **arco trabaja a compresión** por trasmisión de cargas entre dovelas.

Las tensiones provocadas por los empujes más el peso propio en cada punto del arco, han de estar en equilibrio, es decir, no deben superar el límite de su capacidad resistente (*a compresión ni de resistencia al deslizamiento por rozamiento entre piezas)*.

Sus materiales *(fábricas de ladrillo, piedras, tapial o mortero, etc...)* admiten deformaciones para readaptase a las alteraciones de las fuerzas concurrentes o a los desplazamientos de los elementos sustentantes del arco. Las juntas entre piezas equivalen a unas rótulas ideales que se pueden desplazar en toda su longitud.

Los arcos generados de forma fortuita en el seno de un cerramiento de fábrica continúa por colapso o descenso puntual de su base sustentante tienden a adoptar una traza de equilibrio parabólica. Su estado de equilibrio se alcanza mediante un complejo sistema de tensiones de tracción, flexión y esfuerzo cortante a las que se ve sometidos tanto las piezas cerámicas o mampuestos como el mortero o argamasa empleada en el cerramiento de fábrica.





Figuras 8.38 EFECTO ARCO, este fenómeno es un arco ideal que se produce de forma espontánea al fallar, en este caso, el cargadero del hueco de fábrica o por abrir un hueco en el muro sin tomar ninguna medida de seguridad o por fallar la cimentación por zanja corrida de la base del cerramiento.

En la *(figura. 8.38)*, observamos que la traza real del arco sigue una línea ortogonal a la directriz de las tensiones de rotura en cada punto de los materiales. Se aprecia que la fábrica no se caerá a ambos lado del dintel o marco, sino que se está desprendiendo la zona existente desde el dintel hasta el trazado de una parábola ideal, a partir de esta parábola y hacia arriba el cerramiento permanecerá estable.

De las bóvedas:

La bóveda se diferencia del arco por la preponderancia y extensión longitudinal de la superficie curva frente a su plano vertical, trasversal a aquella.

La bóveda proporciona unas superficies trasversales curvas de un desarrollo capaz de generar tensiones diferenciales a en cada uno de su planos verticales de arranque.

Influencia de los materiales utilizados en la construcción de arcos y bóvedas en su comportamiento estructural:

- Los arcos ejecutados en piedra, así como los moldeados en tapial o mortero, o incluso los ejecutados con ladrillo constituyen piezas sometidas a tensiones internas de compresión y tracción. Las de tracción son absorbidas por la capacidad de adherencia y la cohesión del material empleado.
- En los arcos de fábrica de ladrillo, la adherencia del mortero utilizado en las juntas, dota al arco de resistencia a flexión con las que puede adoptar soluciones de equilibrio en las que se somete al elemento a tensiones de compresión por encima de su capacidad resistente.
- Los arcos formados mediante la superposición de piezas *(voladas)* hasta conformar una traza curva *(poligonal)* se basan en la resistencia a flexión en vuelo de cada una de sus piezas.

8.5.2. CASUÍSTICA DE PATOLOGÍA EN LOS ARCOS Y BÓVEDAS:

Por el efecto **del empuje exterior por sismo** se produce el giro **(B2)** del estribo hacia el interior y la elevación del arco previa formación de tres rótulas. El giro del estribo hacia el exterior **(B1)** o su cedimiento produce el descenso del arco **(B3)**, también en torno a tres rotulas.

La alteración de las cargas **(A) q.t/ml** aplicadas sobre el arco, también pueden generar deformaciones del mismo, previa formación de cuatro rotulas.
(figura 8.39).

Podríamos entonces convenir que los arcos, con estribos estables, pueden admitir la formación de hasta tres roturas sin deformase. Sin embargo, en arcos de poco espesor ***(por ejemplo los tabicados)***, las secciones de rotura no tienen por qué ser de directriz convergente y, por ello, no siempre forman rótulas, por lo que parte del arco puede desprenderse a partir de la formación de dos secciones verticales de rotura.

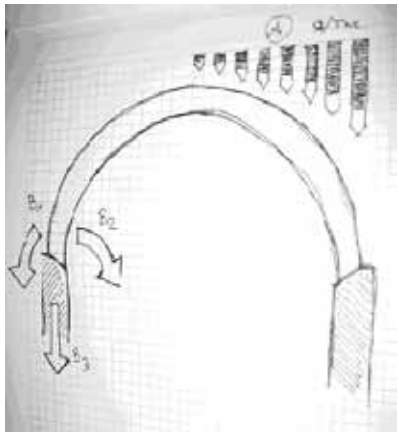


Figura 8.39. A EFECTOS de la modificación de la distribución de cargas verticales sobre el ARCO. B1 Giro del estribo hacia el exterior. B2 Giro del estribo hacia el interior. B3 descenso vertical del estribo.

8.5.3. APEOS DE ARCOS Y BÓVEDAS, ASPECTOS A TENER EN CUENTA:

- El apeo debe ajustarse al máximo a la directriz del elemento dañado.
- Las cimbras deben construirse con tres arquillos adosados y un tirante de dos o más tablones, según su luz**.**
- **Si la cimbra es de luz pequeña ≤ 1,20 m**, apoya en los extremos sobre soportes que deben tener un sistema para descarga.
- Revisiones periódicas cada 6 meses.
- En luces grandes la cimbra se reforzara con un armazón interior tipo cercha. Ver figura 5.3.37.-

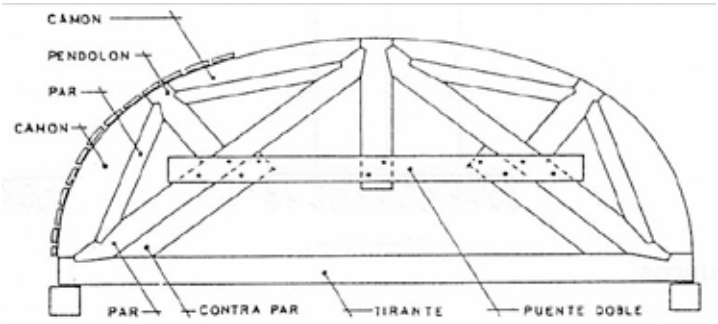


Figura 8.40. DETALLE CIMBRA PARA LUCES ≤ 3 m: "armazón que sostiene el peso de un arco o de otra construcción, destinada a salvar un vano, en tanto no está en condiciones de sostenerse por sí misma".

8.5.4. APEOS DE ARCOS Y BÓVEDAS MEDIANTE CIMBRAS

La ejecución de una cimbra permite el desmontaje y reconstrucción del arco o la bóveda con lesiones. Se desarrollan tres tipos de cimbra adaptables en función de la luz máxima de arco. A partir de los **tres metros** de luz el trabajo de replanteo y de carpintería se complica, por lo que se aconseja el empleo de los sistemas metálicos industrializados ya que ofrecen mejores ventajas en montaje y en la adaptación a la traza del arco. El plano de apeo en contacto con el intrados del arco o de la bóveda puede ejecutarse con tablones, tabloncillos o enlistonados en función del radio del arco y de la distancia entre cimbras.



Figura 8.41. Antiguo Claustro del Convento de Santo Domingo de Lorca. Después del terremoto.

Se observa al fondo desprendimiento de los elementos que formal el arco, descenso de la clave por desplazamiento lateral de columna.

Se ha procedido a la colocación de un apuntalamiento vertical de urgencia en el centro de cada arco (clave), decisión desafortunada porque no compensa los posibles desplazamientos laterales, pudiendo introducir desplazamiento al interior del arco y columna.

Además no se han colocado durmientes en la base del puntal ni sopanda con forma en cabeza para la transmisión uniforme de cargas al terreno.



Figura 8.42. Cimbra a base de un armazón de madera no adecuadamente triangulada, careciendo de los elementos indicados en la figura anterior (pares, pendolón, contra-par y puente doble) donde se representan los detalles de cimbra para arcos y bóvedas. (Curso superior de restauración y conservación de la edificación, tema 4 medios auxiliares de Pedro E. Collado.).

En los arcos del claustro se ha procedido a realizar un apeo complementario con puntales metálicos inclinados y acuñados sobre los elementos del arco, en el apoyo de su base con las columnas no se observa elemento alguno de transmisión.

Por último se ha procedido a su vallado y protección de la zona.



Figura 8.43. Cimbra de madera para el Antiguo Claustro de Santo Domingo.

8.5.5. SOLUCIÓN MEDIANTE ENCIMBRADO Y SOPORTE DE ESTRUCTURA DE ROSETAS O CIMBRA METALICA NORMALIZADA

Este sistema modular permite un mayor reparto de cargas. La transmisión de cargas de la traza del arco al alzado cuadrangular del sistema de tubos con rosetas se efectúa mediante un sistema radial de tubos y bridas (*rígidas o giratorias*), *(figura. 8.44).*

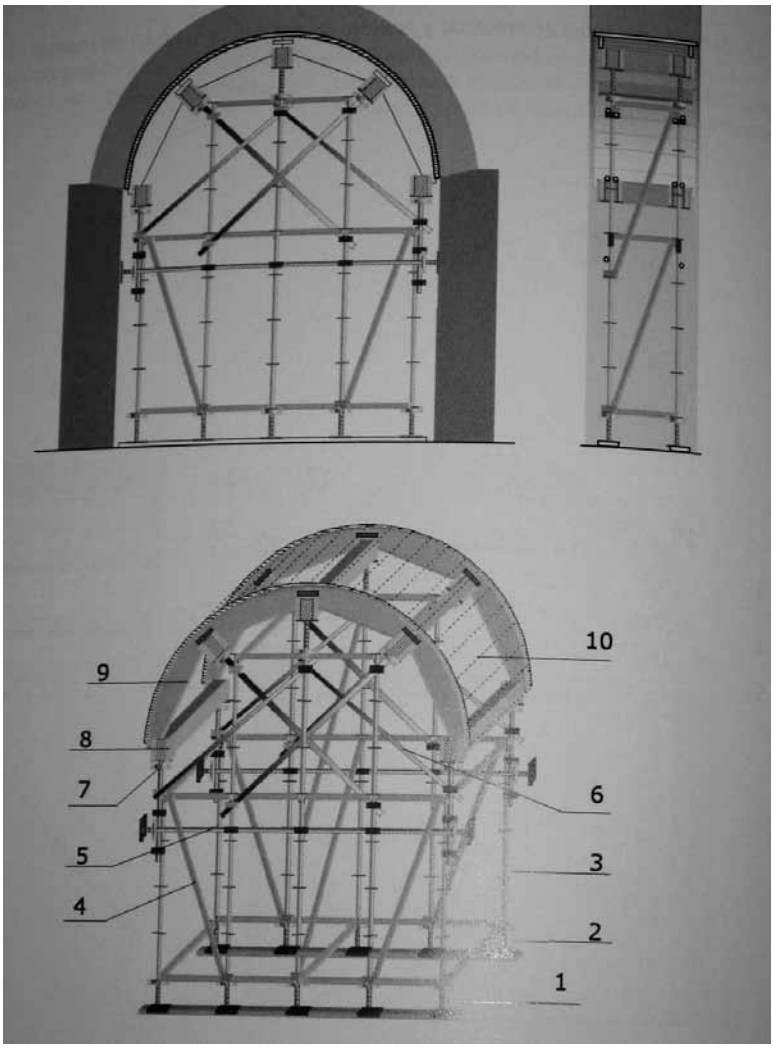


Figura 8.44.- Apeo o encimbrado con madera, tubos, bridas y estructura modular.

Nomenclatura:

1.- Base regulable. 2.- Larguero Horizontal. 3.- Soporte de Rosetas. 4.- Diagonal de bridas. 5.- Codal con tobo, Bridas y bases regulables. 6.- Tubo diagonal con bridas. 7.- Horquilla regulable. 8.- Marrano de dos tablones. 9.- Camón de madera. 10.- Entablonado.

DETALLES DE CIMBRA SOPRTANDO UN ARCO:



Figura 8.45. Cimbra soportando el Colapso del crucero de la iglesia de Santiago de Lorca.

Apeo o encimbrado supletorio para formación de andamio estructural, con madera tubos de acero y bridas a los que se sueldan cada 50 cm. rosetas del tipo Peri Up Rosett.

La opción de ejecutar este sistema de apeo le hace apto para recibir un mejor reparto de las cargas de la bóveda y conseguir con mayor rapidez un arriostramiento eficaz. Además permite realizar operaciones de reparación globales o parciales por razones técnicas.

La capilla de Nuestra Señora del Rosario, sufrió el agrietamiento importante en toda su estructura y el desplazamiento de la cúpula que afortunadamente no llegó a caer.

Mediante encimbrado y soporte combinado de estructura modular de tubos, bridas y de rosetas, de las Cúpulas, *(figura 8.45)*

La figura muestra la zona del altar mayor de la capilla después del terremoto. Como se puede observar la condición de la cúpula ha requerido de un complejo mecanismo de encimbrado y soporte combinado para estabilizarla y evitar mayores deformaciones que pudieran causar su colapso. La cúpula de la capilla sufrió un desplazamiento de 14 cm.

Mediante el soporte de tubos de rosetas se eleva el apeo hasta alcanzar la base de la cúpula. Mediante tubos y bridas fijados a este soporte se sostiene una trama poliédrica de marranos de dos tablones que se apoyan en camones radiales y, finalmente, sobre estos últimos se ejecuta el entablonado del intradós de la cúpula.

Mediante este encimbrado soportamos el peso de la cúpula desde el interior de la misma. El sistema es similar a los descriptos para la ejecución de arcos y bóvedas.



Figura 8.46. Daños en cúpula de la Capilla de Nuestra Señora del Rosario. Lorca. Encimbrado con madera, tubos, bridas y estructura modular de rosetas.

8.6 APEOS DE SISTEMAS INDUSTRIALIZADOS

Por sistemas industrializados comprendemos a todos aquellos conjuntos de elementos metálicos cuya combinación o ensamblaje permita configurar una estructura útil como apeo. El sistema que podemos considerar más tradicional es el de tubos cilíndricos de acero unidos mediante bridas o abrazaderas, así como el de puntales telescópicos combinados normalmente con el anterior y complementado con tablones de madera.

Recientemente han ido apareciendo otros sistemas más complejos que también pueden utilizarse en apeos, con origen en sistemas modulares para andamios o apeos de

construcciones para forjados o losas, y las necesidades de industrialización de cimbras especiales.

Con ello aparece la disyuntiva de emplear los tradicionales apeos de madera o los novedosos apeos industrializados, por lo que se precisará conocer las ventajas e inconvenientes de ambos.

Los apeos de madera son más adaptables, con facilidad de corte y taladrado, rapidez de unión por clavos, tornillos o bridas, y gran sencillez de acomodación en distintas situaciones, son más económicos, ya que un apeo en madera viene a tener costes notablemente inferiores a los realizados mediante sistemas industrializados (acero y aluminio), diferencia que se agrava notablemente para apeos a largo plazo, donde el alquiler y montaje-desmontaje del apeo industrial o la necesidad de su adquisición dispara aún más el coste.

A su vez, los apeos industrializados tienen capacidad de afrontar elevadas cargas y dimensiones, que en determinadas ocasiones solo podrán dar respuesta a esas necesidades las estructuras de apeo conformadas con perfiles metálicos y los sistemas industrializados. *(figura 8.47).*

La rapidez del montaje es otra ventaja notable, principalmente en ocasiones en las que sea un objetivo prioritario, la utilización de sistemas industriales se ejecuta con mayor rapidez y se precisa subordinar la economía a la seguridad.



Figura 8.47 Arriostramiento de muros con sistemas industrializados

8.6.1. Sistema de Tubos Embridados

La principal ventaja del sistema son la ligereza de sus elementos, la rapidez de corte de los tubos y la posibilidad de construir con ellos estructuras de celosía plana o tridimensional. Esta cualidad le confiere capacidad para resolver problemas de apeos urgentes, de forma similar a la madera en cuanto a la posibilidad de decidir en el sitio la estructura a realizar y ejecutarla *(aunque con posibilidades muy inferiores respecto a la madera),* e incluso idoneidad para situaciones provisionales de estructura de cubiertas inclinadas en casos de desplomes, hundimientos o vuelcos parciales o totales de la misma.

Este sistema de tubos, grapas y bridas, se puede combinar, con diversos elementos industrializados, esencialmente pertenecientes a sistemas de andamios, tales como las bases reguladoras de husillos y vigas puente de celosía, o para formar estructuras de apeo de forjados bóvedas, estabilizadores de fachada, etc. *(figura 8.48)*



Figura 8.48 Apeo supletorio de un forjado en voladizo o balcón, en Lorca.

Los puntales telescopios y formación de andamio estructural de tubos de acero con rosetas y piezas componentes del sistema: largueros, cuñas, piezas de arranque y collarines, bases, horquillas y durmientes de madera.

De esta forma se podrán realizar trabajos de reparación o sustitución de los elementos del voladizo que configuran la fachada del edificio.

Este sistema de apeo debe instalarse previamente a cualquier operación de reparación. En el caso más desfavorable debe tener el carácter de una estructura totalmente autónoma y alternativa a la dañada.

Su trazado ha de permitir la manipulación, traslado o evacuación de los elementos estructurales en fase de reparación del elemento de la fachada, en este caso, el voladizo.

A.- Componentes del sistema: Tubos y Bridas

El tubo de acero, como elemento de apeo, tiene la ventaja de su fiabilidad controlada por la normativa en sus características dimensionales y mecánicas. Pero esta garantía de fiabilidad se ve comprometida por su sistema de unión mediante bridas que queda subordinada a la calidad de su ejecución material, difícil de verificar, si bien en la práctica muestra su eficacia como atado en las aplicaciones al uso.

La norma aplicable a los tubos de acero es el RD. 751/2011 sobre Acero estructural EAE y el CTE SE-A. Donde se definen las características físicas y químicas del material y dimensiones del producto, con las pruebas y condiciones de aceptabilidad, tales como:

El tipo y grado de acero. S235, no aleado, según UNE-EN 10025 2. Por tanto debemos comprobar el uso de tubos que no cumplan este requisito y que pueden confundirse fácilmente. Su uso nos garantiza una resistencia a tracción de 42 Kp/mm² y un límite elástico de 26 Kp/mm².

Tolerancia en dimensiones y peso. Para los tubos cuyo tamaño permite embridamiento, tenemos los siguientes valores *(figura. 8.49)***.**

Diámetro		Espesor		Longitud	Peso	Flecha
Dimensión mm	Tolerancia mm	Dimensión mm	Tolerancia mm	Tolerancia Mm	Tolerancia %	f<0.0021
40 a 60	**-+ 0.5**	**2 y 3**	**+- 0.25**	**+ 100 – 0**	**+- 6**	

Figura 8.49. Tabla de los tubos normalizados y tolerancias

Tubos a utilizar. La norma establece, con carácter general, que para un diámetro exterior *d*, el espesor del tuno será: 0,025*d* ≤ *e* ≤ 0,1*d.*

La gama de tubos utilizados serán de una sección adecuada en función del tipo de bridas de atado para los mismos. Las bridas más comunes utilizadas en el mercado son **las de 42 mm y 48 mm**, con más restricciones, **de 56 mm**, encontrándose algunas casas comerciales que emplean el de **60 mm** que permiten embridamiento a puntales telescópicos.

B.- Bridas y otros componentes de montaje

Las grapas, bridas, abrazaderas o racores son las piezas que sirven de unión mecánica de los tubos. Las grapas utilizadas masivamente para el atado de tubos se reducen a dos tipos: **la grapa fija y la giratoria** (*figura 8.49)*. Ambas tienen en común la peculiaridad de su montaje y desmontaje sobre tubos cilíndricos de serie, sin alterar las condiciones físicas de los mismos, por lo que se une la versatilidad del sistema con la reutilización de sus elementos.

La brida fija, sirve para la unión de tubos que se cruzan casi tangencialmente formando un ángulo recto. La fijación de la brida a cada tubo se realiza adosándoles la parte central de la brida o cama fija con las piezas pivotantes, procediendo después a batir las semi-abrazaderas pivotantes sobre los tubos y, posteriormente, abatir los pernos pivotantes hasta engarzar con la abrazadera, realizando su apriete hasta garantizar su fijación.

La brida giratoria se diferencia de la anterior en tener dividida la parte central en dos piezas unidas entre sí por un eje que permite el giro completo entre ambas, lo que posibilita que la unión de los tubos pueda realizase tomando cualquier ángulo, incluyendo las direcciones paralelas, como se muestra en la *(figura 8.49).*

Las bridas fijas y giratorias, se comercializan de múltiples formas y materiales, que van desde la fundición hasta la chapa prensada. En cuanto a sus dimensiones, como ya dijimos, son normales las de 42 y 48 mm. Algunos fabricantes construyen bridas con diámetro de 60 y otro de 48 (PERI) o de 60 y 50 mm (RMD), atendiendo a las necesidades de resolver el importante problema de atado de los puntales telescópicos.

También existe la MULTISICE, apta para usas indistintamente con los diámetros de 42 y 48 mm. Por último, indicar que algunos fabricantes también construyen grapas de empalme de tubos de tubos en el mismo eje, como es el caso de PERI para tubos de diámetro 48 mm.



Figura. 8.49. Esquemas de brida fija y giratoria. Apeos y Refuerzos alternativos. Munilla-Llería.

C.- Accesorios aplicables al sistema de tubos embridados

El sistema de tubos embridados descrito permite el acoplamiento de accesorios pertenecientes a otros sistemas industrializados, tales como andamios o estructuras auxiliares de encofrados, etc., entre los que se señalan los siguientes *(Figura 8.50)*:

Bases de apoyo y reparto. Pueden ser regulables en altura o fijas y que permiten un adecuado atado del sistema de tubos embridados a durmientes de tablones para una transmisión controlada de las cargas al terreno o a elementos constructivos. La placa de apoyo suele ser cuadrada de 15 cm. de lado.

Horquillas. Normalmente utilizadas en sistemas de encofrado de forjados, puede acoplarse en sistemas de apeos de tubos embridados para conectar con sopandas de madera en apeos de forjados, velas en acodalamientos o torna-punteados, etc.

Celosías. Perteneciente al sistema industrializado de andamiajes, pueden cumplir funciones simplificadoras del sistema de tubos y bridas en casos en que la longitud del elemento implique sobrepasar la capacidad de los tubos simples, a condición de que la construcción y dimensiones del elemento de celosía permitan su correcto acoplamiento a los tubos del sistema. A continuación indicamos los fabricantes más importantes:

Andamios "IN":
En longitudes de 3 m y altura de 0,35 m o las de 3.4 y 6 metros con altura de 0,45 m.

Andamios "PERI": Construye vigas de celosía en tubos de acero de 6 y 8 m de longitud con alturas o cantos de 0,50 y 0,70 m respectivamente y en aluminio de 4, 5 y 6 m con altura de 0,5 y en 8 m con altura de 0,70 m.

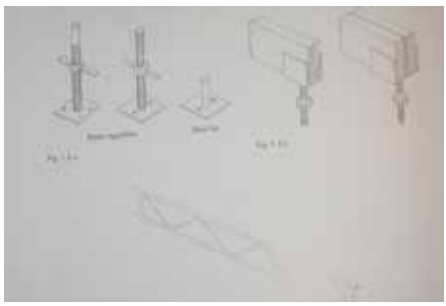


Figura. 8.50. Detalles de accesorios de acoplamiento: Bases regulables, Bases fijas, Horquillas y celosías.

Ejemplo y detalles de estabilización de una fachada con un sistema de tubos de acero embridados. *(Figuras 8.51, a, b, c)*



Figura 8.51 a. Fachada en Lorca.

Estructura externa de sustentación de fachada, formada por torres de elementos prefabricados metálicos y tubos horizontales, dicha estructura se lastra a nivel de acera.

Solo queda el muro de fachada, se ha ejecutado un arriostramiento horizontal a base de tubos embriagados, y atado perpendicular con vigas en celosía de acero.

Este arriostramiento cose la fachada por su interior y exterior, atravesando los huecos de ventanas y balcones, y conectado a Estructura externa de sustentación de fachada, formada por torres de elementos prefabricados metálicos y tubos horizontales, dicha estructura se lastra a nivel de acera.



Figura 8.51 b. Fachada en Lorca.

Detalle donde se aprecia el arriostramiento de fachada con vigas en celosías horizontales y perpendiculares a la fachada y atadas con tubos de acero embridados.



Figura 8.51 c. Fachada en Lorca.

8.6.2. SISTEMA SOLDIER

En España se comercializan actualmente entre otros sistemas, dos sistemas de características muy similares: **El Súper Slim Soldier y el MK-II (Soldier),** ambos constituidos por fustes o vigas formadas por dos **"U"** de chapa plegada como base del sistema, disponiendo de piezas complementarias tales como conectores, bases regulables, tensores de varillas, mariposas, etc.

Este es el sistema externo más utilizado, está formado por una estructura continua en la fachada, con elementos prefabricados modulares verticales y horizontales que admiten la diagonalización de las retículas que pueden formase con ellos para garantizar su indeformabilidad, especialmente en los planos perpendiculares a la fachada.

Este sistema es especialmente aconsejable para fachadas de altura importante, mayor de 4 plantas.

Este sistema estructural estabilizador de fachadas se compone de dos zonas principales *(figura 8.52)*

A) Estructura de atado a la fachada

B) Estructura estabilizadora propiamente dicho

Los elementos básicos del sistema son:

Nomenclatura:

1.- Fuste Súper Sli
2.- Conectado de seis vías
3.- Gato ajustado
4.- Espada de enlace
5.-Tuvo pivote
6.-Barra Dywidag
7.-Trozos de tablón o tabloncillo
8.-Tubos de arrostramiento
8.- Diafragma contrapesos de hormigón
10.- Soporte de agujeros Slimshor.



Figura 8.52 Estructura externa de sustentación de Fachada, constituida por (componentes del sistema súper-Slim soldier), elementos continuos verticales y horizontales (piezas de vigas o fustes).

Piezas componentes del sistema SOLDIER

Piezas de fuste o vigas. Están compuestas por dos perfiles en **"U",** de chapa plegada, con perforaciones en toda su longitud y placas extremas taladradas *(figura 8.53)*. Solas o unidas entre sí, formarán el cuerpo de las principales piezas del sistema de apeo, que, según su posición de trabajo, podemos denominarlas: **Vertical** *(soportes, velas...)*, **horizontal** *(puentes, agujas, sopandas, durmientes, codales...),* **inclinadas** *(tornapuntas, jabalcones...).*

La combinación de varias piezas de fustes permite formar elementos *(pilares o vigas)* de cualquier longitud que sean múltiplos de 90 mm. *(ver detalles de piezas en la*. *figura 8.53)*



Figura 8.53. Estructura externa de sustentación de Fachada.

Detalle unión entre un soporte vertical y dos vigas horizontales perpendiculares, mediante conector de seis vías, que puede acometerse por sus seis caras. Su capacidad de carga es de 100 kN a compresión y de 80 kN a tracción.

También se observan en el nudo, otras piezas componentes de sistema como elementos de arriostramiento: sistema Rapad Tie *(va*rilla Dywidag, plato arandela CP, tuerca hexagonal Dywidag, tuercas mariposa y plato ligero).

Soporte de agujero Slimshor y su engarce en piezas del fuste.

Detalle de Base ajustable Slimshor.



Pieza fundamental del sistema permite ajustar la dimensión de los soportes a la altura requerida, *ya que la combinación de varias piezas de fuste, solo nos dará una aproximación por defecto de la longitud deseada.*

Además, la regulación del husillo por medio de la llave que incorpora, nos permite actual sobre entrada en carga del apeo, aunque sin controlar el esfuerzo. Su capacidad de carga axial **(Nc)** es de **100 kN.**

8.6.3. ESTABILIZADORES DE MUROS EN FACHADAS

Son Sistemas cuya constitución característica es la de un andamio de trabajo (*pudiendo ser utilizado como tal*), pero cuya concepción y construcción le hace apto para recibir cargas de forma garantizada. Es posible diseñar y calcular su uso como estructura portante a partir de datos suministrados por el fabricante, amparados en ensayos pertinentes.

Estos sistemas también suelen utilizarse como estructuras continuas que se emplean normalmente para el encofrado de losas y forjados in –situ.

En cualquier caso pueden ser usados como sistemas de apeo, con montajes rápidos que garantizan arriostramientos eficaces (*Figura 8.54)*, difícil de conseguir con los puntales tradicionales y, a veces, a menor costo.



Figura 8.54. Sistema de andamio estructural, realizado a base de tubos de acero con rosetas soldadas al mismo cada 50 cm. para facilitar el anclaje de piezas trasversales o inclinadas. En este caso usado como sistema de apeo, con montaje rápido que garantiza el arriostramiento eficaz.

A.- Andamios Estructurales: Sistema de tubos con rosetas.

El sistema más versátil es el que tiene como piezas principales las formadas por tubos a los que se sueldan, cada 50 cm., piezas que forman una corona alrededor del tubo, en forma tal que dotan a éste de orificios o canales para el anclaje de piezas transversales o inclinadas que permiten formar estructuras estereoscópicas.

Al tratase de piezas longitudinales de variadas longitudes y que se complementan con las consabidas bases regulables y cabezas de horquilla, podemos disponer de un material fácil de transportar por su forma y poco peso, capaz de acoplase entre sí, formando estructuras muy variadas y que pueden alcanzar grandes dimensiones, posibilitando la realización de apeos de forjados, acodalamientos entre cuerpos de edificios *(fachada/s y medianerías)*, estabilizar muros de fachada para vaciados de edificios y apear bóvedas *(Figuras 8.55a y 8.55b)*



Figura 8.55a. Apeo supletorio para formación de andamio estructural, mediante puntales telescopios o tubos de acero a los que se sueldan cada 50 cm. rosetas del tipo Peri Up Rosett.

La opción de ejecutar este sistema de apeo le hace apto para recibir las cargas de la bóveda y conseguir con mayor rapidez un arriostramiento eficaz. Además permite realizar operaciones de reparación globales o parciales por razones técnicas.



Figura 8.55b. Estabilizador de Fachada. Iglesia Santa María. L´Áquila. Italia.



Figura 8.56. Apeo supletorio de bóveda formado con un andamio estructural tipo Sistema Peri Up Rosett, mediante puntales telescopios o tubos de acero a los que se sueldan cada 50 cm. rosetas del tipo Peri Up Rosett.

Al igual que sucede con el sistema Soldier, el sistema de tubos con rosetas es realizado por distintos fabricantes que ofrecen variantes en la forma de la roseta y en el sistema de engatillamiento de las piezas que se acoplan a ella. En España se comercializan los siguientes sistemas Layher, Peri Up Rosett, In y RDM.

B.- Sistema Peri Up Rosett

La roseta está formada por una pletina de forma muy compleja, capaz de alojar en sus taladros principales la cuña vertical de la pieza del larguero que queda bloqueada con el gatillo acoplado a ellas. Con un ligero golpe de martillo la unión se rigidiza, constituyendo un ligero semi-empotramiento debido a que la cuña queda comprimida y asentada contra el tubo que permite evitar la necesidad de diagonales en los casos menos comprometidos por empujes horizontales.

Los tubos verticales dotados de rosetas se fabrican con espiga en unos de sus extremos o bien sin ella, en longitudes de cada 50 cm. También se fabrica la pieza de arranque, constituida por un tubo dotado de roseta y un collarín de arranque, a fin de facilitar los montajes sobre bases regulables.

Además de los tubos verticales en las longitudes indicadas por el fabricante, también se fabrican tres tipos de diagonales: la diagonal de larguero, que se fijan a los taladros de este; la diagonal de roseta, que se ancla en los taladros de menores de las rosetas y a diagonal en planta, utilizable para triangulaciones horizontales de la estructura.

Otras piezas completarías de remates para este sistema de apeo son las bases regulables y las horquillas regulables. Apoyos sobre durmientes de madera

8.7. ACTUACIONES DE EMERGENCIA

Forma común en edificios después de un terremoto, inundación o agente externo, que ha sufrido daños, pero éstos se pueden reparar, no llegando nunca a la ruina económica o ruina económica técnica, este tipo de actuación requiere una adopción de medidas de seguridad previas, ligadas al proceso de reparación estructural, pero siempre sin entorpecerlo físicamente y adecuándose a él en el tiempo.

Se busca un ahorro de medios y materiales pero sin subestimar su eficacia técnica.

Se precisa de una elaboración de un plan de obra que contemple la coordinación de todas las fases de seguridad adoptadas y los procesos de montaje y desmontaje de apeos. A su vez se planifica una recuperación de los materiales, que puede sustituirse por apeos o apuntalamientos provisionales.

Vamos a analizar los siguientes apartados:

- Actuaciones de emergencia mantenimiento sin previsión futura
- Actuaciones para demolición de las edificaciones afectadas
- Estabilización de fachadas y medianeras para vaciado o demolición parcial de edificio.

8.7.1. ACTUACIONES DE EMERGENCIA MANTENIMIENTO SIN PREVISIÓN FUTURA

En edificios con daños estructurales que exigen la adopción de medidas de seguridad sin que esté prevista su reparación a medio o largo plazo.

Son casos típicos de edificios fuera de ordenación o en tramitación de expedientes contradictorios de ruina, en los que la Administración impide su consolidación.

Excepcionalmente en casos de Terremoto, como ocurrido en Lorca, Murcia. Las medidas de seguridad a adoptar dependen del futuro previsto del edificio (demolición o reconstrucción).

Ha de tenerse en cuenta posibles reparaciones futuras, mantener vías de acceso a través de huecos del edificio para intervenciones posteriores y evitar accidentes e intromisión de personas ajenas cegando huecos de puertas y ventanas con tabiques o hiladas en celosía que permitan su ventilación.

Es fundamental prever la estanqueidad del edificio a las aguas pluviales, mantener en servicio los sistemas de evacuación y mantener la ventilación del inmueble, con revisiones de los apeos tanto en materiales como en mecanismos de ajuste.

Ponemos como ejemplo el edificio de la (figura 8.57), como primera impresión y viendo “in situ”, la gravedad de sus lesiones, tendremos que inicialmente desalojar a los habitantes del inmueble y a continuación analizarlo estructural mente por si tiene indicios de ruina inminente,

si puede desprenderse fortuitamente materiales de la fachada a vía pública y causar daños a terceros o si iniciamos un apuntalamiento o apeo preventivo mientras se toman decisiones en función de los daños.



Figura 8.57 Fachada con graves lesiones en Lorca. Terremoto Mayo 2011.

8.7.2. ACTUACIONES PARA DEMOLICIÓN DE LAS EDIFICACIONES AFECTADAS

Condicionadas por el estado del edificio y su ubicación urbana, todas las actuaciones de este tipo precisan de una serie de medidas de seguridad que afectan a los diferentes periodos de la obra.

En referencia a las medidas de seguridad previas, deben cortarse todas las acometidas:

- Instalaciones de telefonía
- Instalaciones de gas
- Instalaciones de electricidad
- Instalaciones de saneamiento
- Manteniendo en su caso las de agua para abastecer el proceso de demolición.

Asegurar antes del comienzo el desalojo total del inmueble así como de todas aquellas zonas aledañas que pudieran resultar afectadas.

Para evitar hundimientos descontrolados o incluso para producirlos voluntariamente, se emplean sistemas de apeo, en casos de hundimientos producidos, éstos se realizan con piezas irrecuperables.

Se hace imprescindible contemplar las consecuencias de la demolición sobre las edificaciones colindantes, estudiando los elementos constructivos que pueden verse afectados y garantizando que no se produzcan daños o se incrementen los ya existentes.

Durante la demolición, es común emplear sistemas de apeos que garanticen la estabilidad de la construcción ante cargas y sobrecargas que puedan someter a la construcción durante el proceso de demolición, evitando hundimientos descontrolados.

Posteriormente, sobre el solar resultante de la demolición, se contará con drenajes de las aguas pluviales, protegiendo las bases de los cerramientos colindantes ante posibles filtraciones.

En determinados casos, se hace necesario el empleo de sistemas de apeos y refuerzos que mantengan la estabilidad de las edificaciones colindantes, debido a un incremento peligroso de la esbeltez de los elementos verticales de los inmuebles vecinos tras la eliminación del edificio demolido.



Figura 8.58 Fachada apeada en Lorca. Terremoto Mayo 2011.

8.7.3. ESTABILIZACIÓN DE FACHADAS Y MEDIANERAS PARA VACIADO O DEMOLICIÓN PARCIAL DE EDIFICIO

Las normativas de protección al uso contemplan la posibilidad, en buen números de casos, de permitir el vaciado del edificio conservando la fachada, lo que ha enfrentar la necesidad de realizar actuaciones que permitan mantener los muros de tales fachadas en condiciones de seguridad.

En ocasiones, la intervención en un edificio con daños *(por sismo)* implica la necesidad de mantener estable la fachada para demoler total o parcialmente el interior el edificio. El resultado es la ejecución de una estructura que debe garantizar la estabilidad y sustentación de la fachada de gran esbeltez y con riesgo de caída.

Esta estructura debe resistir su propio peso, el peso de la fachada estabilizada, excentricidades de carga, desplomes de muros, acciones del viento y sísmicas.

El diseño y cálculo de este tipo de apeo del muro de la fachada, requiere un proceso previo que podemos considerar dividido en las siguientes fases:

1. **Conocimiento previo de los elementos sobre los que ha de actual el apeo:**

   - Características constructivas del muro de fachada y sus relaciones con el resto del edificio.
   - Análisis de su estado de conservación y posibles lesiones.
   - Conocimiento del suelo y subsuelo sobre el que descargaremos el apeo.

2. **Definición del apeo y de las medidas de seguridad complementarias:**

   - Particularidades intrínsecas del muro y sus lesiones, analizando las actuaciones que ello demanda.
   - Aspectos generales a considerar en la estabilización de este tipo de muros: excentricidades de carga y pandeo, acción del viento y acciones sísmicas.

3. **Ejecución de las obras:**

   - Medidas previas, tales como el calado de forjados, tabiquerías, etc., para el paso de elementos del apeo y adopción de apuntalamientos y consolidaciones concretas que precise el estado del muro de fachada.
   - Ejecución de la propia estructura de sustentación del muro.
   - Demolición del interior (total o parcial) del edificio y construcción del nuevo, en su caso, atándolo al viejo muro de la fachada.

A continuación se hace una descripción conceptual de los aspectos a desarrollar y contenidos en las dos primeras fases anteriores.

APARTADO 1.

Toma de datos y análisis estructural y patológico de la fachada y su entorno

a.- Características de la fachada y sus relaciones con el resto del entorno.

a.1. Geometría y dimensiones de la fachada.
a.2. Definición de sus elementos constructivos.
a.3. Datos precisos de la estructura del edificio existente y su relación con la fachada.

b.- Estado de conservación y posibles lesiones.

b.1. Identificación de grietas y fisuras.
b.2. Detección de posibles desplomes del muro de fachada.
b.3. Grado de degradación de los materiales.
b.4. Otras lesiones

c.- Conocimiento del suelo y subsuelo sobre el que se ha de sustentar el apeo.

c.1. Capacidad de carga del suelo.
c.2. Detección de pozos, socavaciones o instalaciones en el subsuelo, existencias de arquetas registrables.

APARTADO 2.

Definición del sistema de sustentación y de medidas de seguridad complementarias

Actuaciones previas

- Zonas previsibles de encuentro de nuevo edificio con fachada
- Conexión y arriostramiento de la fachada a la nueva estructura
- Compatibilidad estructural de la antigua fachada con la estructura interior
- Compatibilidad en derribo-obra nueva o en algunas fases

A la hora de definir la nueva estructura en sus conexiones con fachada y el sistema de sustentación provisional más adecuado, los problemas técnicos principales a resolver serán:

1- Arriostramiento de la nueva estructura a la fachada
2- Conexión de la nueva estructura a la fachada: Compatibilidad estructural
3- Diseño del nuevo sistema de cimentación
4- Diseño del sistema de estabilización temporal de la nueva fachada
5- Compatibilidad en derribo-obra nueva o parcial en algunas fases

Actuaciones sobre las lesiones detectadas:

- Evaluar si precede reparar las lesiones antes de ejecutar la estructura estabilizadora de la fachada y la demolición total o parcial del interior, o si es preferible tomar medidas provisiones de seguridad.
- En caso de lesiones a mantener durante el periodo de conservación de la fachada, exige el análisis concreto de medidas a adoptar.

APARTADO 3.

Elección del sistema de mantenimiento de la fachada:

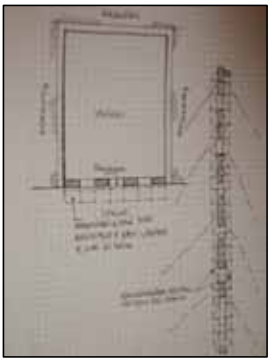
La elección del sistema estabilizador debe entenderse tanto a los materiales a usar *(madera, tubos embridados, sistema soldier, estructuras metálicas)*, como al sistema organizativo de la estructura *(por el interior o exterior de la fachada, por tornapuntas, por vigas en celosía o buey verticales o horizontales,..).*

En cuanto al **sistema de materiales a emplear**, podemos considerar que su elección viene determinada fundamentalmente por las siguientes consideraciones técnicas:

- El la altura total de la fachada del edificio o plantas a estabilizar
- Las necesidades de espacio disponibles
- La duración de los trabajos y su mantenimiento en el tiempo
- La disponibilidad de los materiales a utilizar

Basándonos en lo anterior podemos deducir que la **madera** puede quedar prácticamente descartada salvo en casos muy concretos de reducidas alturas y tiempos largos de ejecución. Por otro lado, **la estructura metálica diseñada a propósito** quedaría reservada para grandes obras y larga duración que justifiquen la conveniencia de soluciones singulares o en las que el costo de alquileres de las soluciones industrializadas sea superior a la de la estructura convencional.

1.- El sistema más elemental de concepción estructural de sostenimiento es el de instalación de armaduras de celosía horizontales, que pueden anclase al muro de fachada por el interior.



El caso más sencillo es el de edificio entre medianerías:

Aprovechamos su unión medianería-fachada y realizamos un arriostramiento interior por esquina.

Otras veces solo queda el muro de fachada, en cuyo caso, podemos realizar un **andamiaje estructural metálico (tubos, bridas, rosetas)** que atraviesen los huecos y dicho andamiaje se lastra a nivel de acera.

Otra solución es arriostrar verticalmente con vigas de celosía o con entramado de madera, tipo telar y este conjunto arriostrado por elementos verticales.

Se puede arriostrar la fachada existente en base a realizar un pórtico y primera crujía de la estructura paralela a la fachada.

Pueden existir continuaciones de estos sistemas.

En todos los casos hay que tener en cuenta los empujes por viento, por sismo, el desplome o pandeo de las fábricas de la fachada, la existencia o no de recalce y las compatibilidades (materiales).

2.- La ausencia o insuficiencia de muros trasversales a mantener en los que anclar las armaduras transversales del caso anterior puede a suplirse **con armaduras verticales de apoyo,** no sin graves inconvenientes derivados de su ejecución y, sobre todo, de las dificultades que generan con la ocupación de espacios, además de la necesidad de dotarles de cimentación o sistemas de contrapesos capaz de contrarrestar el momento de vuelco **(Me)** de la fachada, lo que supone una servidumbre gravosa durante la futura ejecución del nuevo edificio. Una alternativa de esta solución la constituye el empleo de torres de elementos prefabricados metálicos*)* con jácenas o correas horizontales y perpendiculares *(sistema sustentador externo).*

Pero se nos puede presentar edificios que tiene más de una fachada contigua *(figura 8.59),* en cuyo caso pueden emplearse todos los sistemas indicados en los apartados anteriores.

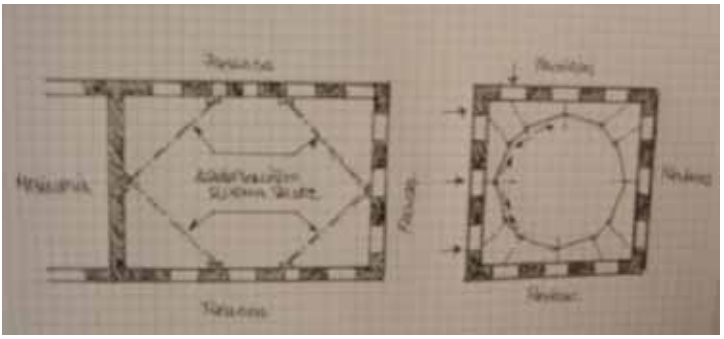


Figura 8.59 Planta de edificios con más de una fachada. Arriostramiento interior por plantas.

Aunque es más frecuente la posibilidad de arriostramiento interior por plantas y esquinas *(fig. 8.60),* o bien el caso de colocar funiculares metálicos de arriostramiento interior si la fachada es susceptible de zunchase en coronación, en éste último caso estamos en un edificio totalmente exento, equivalente al sistema clásico de arriostramiento del muro pantalla para cimentaciones con sótanos.



Figura 8.60. Casa CAHA. Lorca.



Figura 8.61. Edificio con más de una Fachada.

Arriostramiento interior por plantas en esquinas. En este caso estamos ante un edificio totalmente exento, se ha empleado un arriostramiento interior en equinas con tornapuntas o fustes del sistema Súper Slim Soldier.

3.- Pero los sistemas más usuales son los externos, constituidos por armaduras verticales perpendiculares a la fachada, que se articulan con barras horizontales adosadas tanto al paramento externo como al interno de ésta, contrarrestando las acciones exclusivamente horizontales en cualquiera de los dos sentidos de la dirección normal al muro. El sistema ha de disponer de un contrapeso en su base con capacidad para contrarrestar el momento de vuelco a que se ve sometido el muro. *(figura 8.61, 8.62)*



Figura 8.62. Edificio con más de una Fachada.

Actualmente va cayendo en desuso, los sistemas formados con tubos embridados y elementos de sistemas de andamios tradicionales, sustituyéndose por estructuras metálicas de tubos con rosetas del tipo Peri Up Rosett, o bien con sistemas similares como las torres de celosía diagonalizadas, dispuestas en las verticales de huecos de la fachada, a las que se atan las correas horizontales que discurren en contacto con los paramentos interior y exterior.

Otros de los sistemas externos más utilizados hoy es el de la estructura continua en la fachada, con elementos prefabricados modulares verticales y horizontales que admiten la diagonalización de las retículas que pueden formase con ellos para garantizar su indeformabilidad, especialmente en los planos perpendiculares a la fachada, por ejemplo, con elementos del sistema Súper Slim o sistema Soldier. La utilización de este sistema se hace especialmente aconsejable en caso de fachadas de altura importante.



Figura 8.63 Edificio con más de una Fachada.

Detalle de correas horizontales que discurren en contacto con los paramentos exterior e interior de la fachada, con interposición de cuñas y piezas de madera que permiten el ajuste correcto de esta estructura y el cerramiento y además sus placas de agarre no dañan los elementos ornamentales existentes.

Independientemente del sistema de apeo elegido para la estabilización de la fachada y de las lesiones de la misma, cabe tener en consideración la conveniencia de dotarle de mayor rigidez mediante el recercado de sus huecos y su triangulación con cruces de San Andrés u otros sistemas, según se detalla en la figura siguiente, realizada por Joaquín Perona Lucas, Ingeniero de Edificación y Arquitecto Técnico.

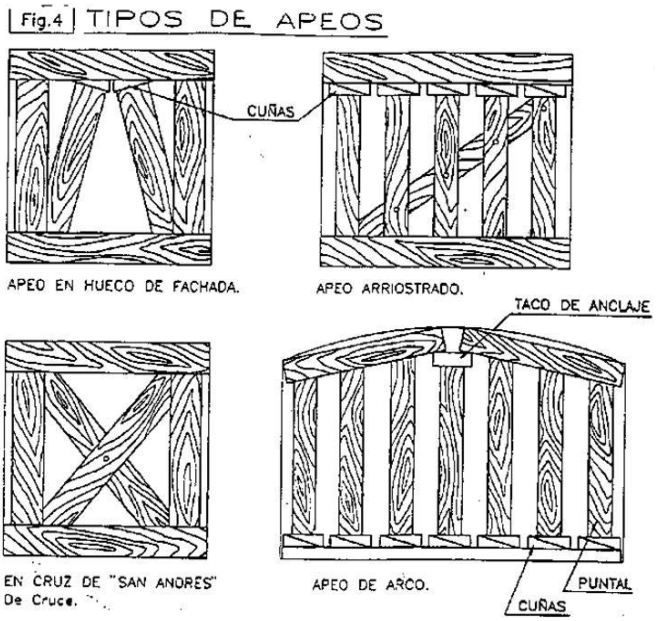


Figura 8.64. Recercados de huecos. J Perona.

8.8. APUNTALAMIENTOS DE FORJADOS. EMERGENCIA

Los puntales son elementos telescópicos, y resistente a los esfuerzos de compresión resultantes de soportar el encofrado y parte de la estructura del hormigón armado, hasta que ésta adquiere la resistencia necesaria.

El apuntalamiento de emergencia, se produce cuando en una estructura de tipología convencional, soportes verticales y forjados, se produce un fallo en un pilar o soporte vertical, debido a un fallo de resistencia del hormigón o del acero, a una sobre carga de uso, o a un terremoto.

También podemos apuntalar elementos horizontales (forjados), apoyados en muros de carga en sustitución de los elementos de soporte verticales. El problema consiste en sustituir la resistencia del pilar trabajando a compresión, donde esté colapsado, simplemente por puntales telescópicos de acero.

Para proceder a ello tenemos que saber la tipología estructural que nos encontramos en el edificio dañado, para poder saber qué zona tenemos que apuntalar.

Para todo ello debemos de calcular la carga que nos transmite los forjados a los pilares afectados, sabiendo la carga transmitida, sabemos el número y tipología de puntal a colocar, como ejemplo podemos indicar:

Ejemplo de cálculo de un apuntalamiento:

Si tenemos un pilar de fachada con daños graves en rotulas plásticas y situado en p. baja, de un edificio de 6 plantas.

Las luces principales que llegan al pilar son de 5,5 ml, de pórtico, la luz de viguetas de forjado entre pórticos es de 4 ml, y la altura libre de la planta es de 3,50 ml.

Las cargas previstas son: de p. propio 350 Kg/m2 + sobre carga de 200 Kg/m2, total carga por planta 550 Kg/m2 = 0,55 Ton/m2.

Se pide ¿Cuántos puntales del tipo II se necesitan para descargar el pilar?

Cálculos:

Superficie por planta que abarca el pilar: 5,5 x 2 = 11 m2.

Carga que llega a cada pilar por planta: 11 m2 x 0.55 Tn. /m2 = 6,05 Tn.

Total de carga que llega al pilar: 6,05 Ton. x 6 plantas = 36,3 Tn.

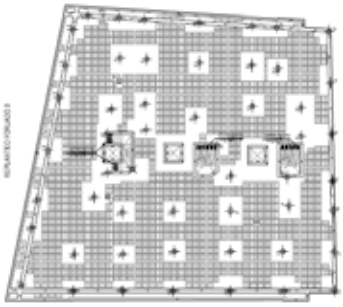
Como el puntal Tipo II de 3,70 m de altura carga hasta 1.50 Tn., necesitaríamos colocar entorno al pilar la cantidad de 36,3 Tn. / 1,50 Tn. = ***24 puntales.***

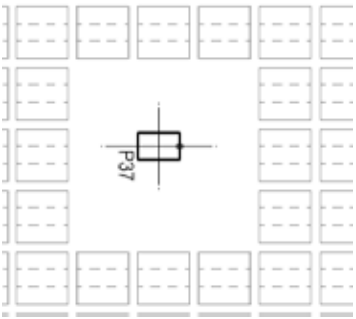
8 puntales a cada cara del pilar *suponiendo que podemos acceder a tres caras o ver cómo le llegan las cargas según el sistema estructural del edificio en cuestión.*

8.8.1. FORJADOS RETICULARES

Tenemos que calcular la CARGA que soporta dicho pilar si es de planta baja la que soporta todos los forjados superiores, calculando la superficie de carga y multiplicando por el número de plantas que soporte y todo ello por el peso del forjado más la sobre carga de uso, aproximadamente unos 600 kg/m2.

Se apuntalará solamente el ábaco del pilar afectado con el número de puntales necesarios que nos el cálculo del axil a que esté sometido. Si el pilar afectado es de planta baja y si existe sótano hay que apuntalar dicho pilar de sótano, si el pilar afectado es intermedio hay que apuntalar las plantas inferiores. No se puede apuntalar plantas o pilares aislados, salvo en planta baja sin sótano.





Figuras 8.64 y 8.65. Capitel central de una planta con forjado reticular.

8.8.2. FORJADOS UNIDIRECCIONALES

Tenemos que calcular la CARGA que soporta dicho pilar si es de planta baja la que soporta todos los forjados superiores, calculando la superficie de carga y multiplicando por el número de plantas que soporte y todo ello por el peso del forjado más la sobre carga de uso, aproximadamente unos 500 kg/m2.

Apuntalaremos la planta baja con los puntales que calculemos del peso de todas las plantas, a lo largo de las jácenas de influencia en la superficie de carga, y la planta superior con los puntales que corresponda de los forjados superiores.

No podemos olvidar en todos los casos que si existe sótano. Tendremos que apuntalar siempre la superficie afectada coincidente con la planta superior.

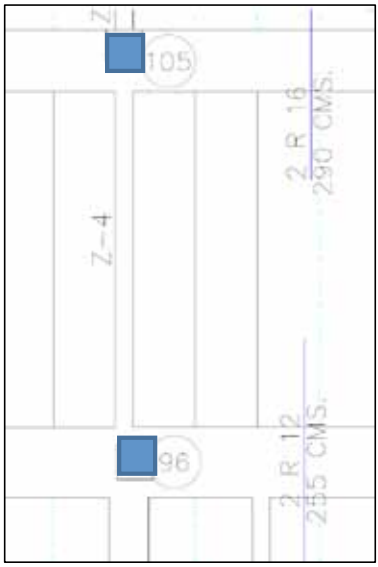


Figura 8.66. Forjado Unidireccional.

8.8.3. ELECCIÓN DE PUNTALES

En la elección de los puntales para el apeo del forjado se deberá tener en cuenta:

- Peso por m2 de forjado
- La altura libre entre plantas
- El tipo forjado

Cuadro representativo para elección de puntales, según UNE-EN 1065, los modelos analizados corresponden a la casa "ULMA". Manual del fabricante, elegido como modelo más usado, cualquier fabricante de puntales, Alsina, Sten, Doka, Peri, Decame, etc, se puede hacer calcular la resistencia del puntal fabricado en función de su altura, diámetro y sección de chapa.

Cotas	Puntal Normal		Puntal Reforzado		Altura (mm)	Puntal Normal		Puntal Reforzado	
	A-1	A-2	B-1	B-2		A-1	A-2	B-1	B-2
H/metros	**1,75-3,10**	**2,10-3,50**	**2,10- 3,75**	**3,65- 5,25**	**1.75**	4.600 kg			
Peso (Kgs)	10	10,50	13,50	19,00	**2.45**	3.700 kg	4.300 kg	5.200 kg	
L1- (T.I.)/mts	1,75	1,80	2,08	3,63	**2.80**	2.150 kg	2.300 kg	5.200 kg	
L2- (T.E.)/mts	1,52	1,72	1,72	1,72	**3.10**	1.700 kg	1.700 kg	3.800 kg	
Lo- (L.R.)/mts	0,285	0,285	0,31	0,307	**3.65**			2.400 kg	3.000 kg
º d/mm	40 x2,50	40 x2,50	52 x 2,50	52 x 2,50	**4.00**				2.500 kg
º D/mm	48 x 2	48 x 2	60 x 2	60 x 2	**4.50**				2.000 kg
Rt. (Kgs/mm2)	42	42	42	42	**5.25**				1.620 kg

T.I = *Tubo Interior*
T.E = *Tubo Exterior*
L.R = *Longitud Residual*
Rt. = *Resistencia*

Para Cargas de Uso (C.U.) dividir estas Cargas de Agotamiento (C.A.) por el Coeficiente de Seguridad oportuno para cada caso.

Este Coeficiente de Seguridad será siempre superior a 2.
CA/CU > 2

8.8.4. CARGAS DE AGOTAMIENTO

Estos datos son para puntales nuevos, aplomados y con carga vertical centrada. Deben ser utilizados siempre unitariamente entre apoyo y carga, desaconsejándose usarlos superpuestos para alturas superiores, ya que pueden conducir a desplomes con pérdida efectiva de capacidad de carga.

- Siempre que sea posible se fijarán las bases del puntal en el durmiente y en la sopanda con el fin de conseguir mayor estabilidad.
- Los tablones durmientes de apoyo de los puntales que deban trabajar inclinados con respecto a la vertical serán los que se acuñarán.
- Los puntales siempre apoyarán de forma perpendicular a la cara del tablón.
- El reparto de la carga sobre superficies apuntaladas se realizará uniformemente repartida, prohibiéndose las sobrecargas puntuales.



Figura 8.67. Forjado Unidireccional. Sopandas y Durmientes.

8.8.5. EJEMPLOS PRÁCTICOS DE APEOS DE FORJADOS

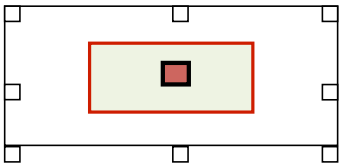
1. Ejemplo de cálculo apuntalamiento con puntales metálicos.

Datos previos:

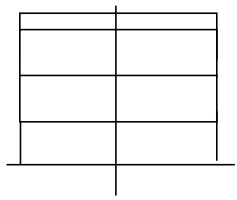
Forjado Reticular, supongamos un edificio de planta baja y tres plantas de altura, donde el pilar central está roto, no tiene ninguna resistencia debido a un terremoto.

- La planta baja tiene una altura de 3,60 metros y el resto de plantas de 2,80 metros.
- La superficie en planta es un rectángulo de 12,00 x 9,00 metros.

Vamos a calcular el número de puntales que necesitamos para consolidar el edificio.



Planta Baja



Sección

Contaremos un peso propio de los forjados de 600 kg/m2 en cada planta, como hay 4 forjados, la planta baja soporta por peso propio del edificio 2.400,00 kg/m2.

Superficie de carga del pilar central: 6,00 x 4,50 = 27,00 m2

Peso total que soporta la planta baja: 4 x 0,60 Tn./m2 x27,00 m2 = 64,8 Tn.

En la superficie del capitel y alrededor del pilar tenemos que acumular (ver tabla): Puntal TIPO B-1. (Altura máxima 3,65 y resistencia 2,4 Tn.)

Nº puntales (B-1). 64,8 Tn./ 2,4 Tn. necesitamos poner 27 puntales.



Figura 8.68. Ejemplo con puntales reales colocados en forjado reticular en una planta sótano.

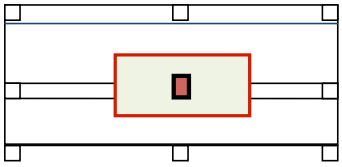
2. Ejemplo de cálculo apuntalamiento con puntales metálicos

Datos previos:

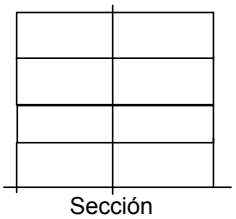
Forjado Unidireccional, supongamos un edificio de planta baja y tres plantas de altura, construido con forjado de viguetas de hormigón o metálicas y bovedillas de hormigón, donde el pilar central está roto, no tiene ninguna resistencia debido a un terremoto.

- La planta baja tiene una altura de 3,60 metros y el resto de plantas de 2,80 metros.
- La superficie en planta es un rectángulo de 12,00 x 9,00 metros.

Vamos a calcular el número de puntales que necesitamos por planta.



Planta Baja



Sección

Contaremos un peso propio de los forjados de 500 kg/m2 en cada planta, como hay 4 forjados, la planta baja soporta por peso propio del edificio 2.000,00 kg/m2.

Superficie de carga del pilar central: 6,00 x 4,50 = 27,00 m2
Peso total que soporta la planta baja: 4 x 0,55 Tn./m2 x 27,00 m2 = 59,4 Tn.

1. Tendremos que apuntalar la jácena central de planta baja en su longitud a los pilares inmediatos. (ver tabla):
   Puntal TIPO B-1. (Altura máxima 3,65 y resistencia 2.400 kg)
   Nº puntales B-1. 59,4 Tn / 2,4 Tn. necesitamos poner 25 puntales.

2. Tendremos que apuntalar la jácena central de planta primera en su longitud a los pilares inmediatos. (ver tabla):
   Puntal TIPO A-1. (Altura máxima 2,80 y resistencia 2.150 kg)
   Nº puntales (B-1). Necesitaremos poner la mitad de los anteriores 13 puntales.
   Si consideramos las circunstancias de la cabeza del pilar y lo mismo puede trabajar en un 20%, pondríamos en proporción menos puntales.

3. Tendremos que considerar también la existencia de sótanos

Puntales metálicos para soportar el forjado o viga semi-empotrada y así descargar el pilar de hormigón. Se observa que el apeo es equivalente a ambos lados del pilar, esto favorece a disminuir su momento negativo en el nudo de viga o forjado y pilar.



Figura 8.69. Apeo complementario.

Bibliografía

ABASOLO A. (1999). *Apeo.* Ed. Munilla-Llería

DERQUI, F. (1948). *Refuerzo de edificios*. F. Derqui; Madrid, 1948 (2ª.ed.)

ESPASANDÍN LÓPEZ, J Y GARCÍA CASA, J.I. (2009). Madrid. *Apeos y refuerzos alternativos. Manual de cálculo y construcción*. Ed. Munilla-Lería

MONJO CARRIÓ, J. MALDONADO RAMOS, L. (2001). *Patologías y técnicas de intervención en estructuras arquitectónicas.* Ed. Munilla-Lería; Madrid, 2001.

Curso Superior en Restauración y Conservación de la Edificación. Patología y Técnicas de Intervención. UPTC – COAATIE de Murcia, Enero-Marzo 2012.

9. APUNTALAMIENTOS Y APEOS DE EMERGENCIA EN BIENES CULTURALES

Juan de Dios de la Hoz Martinez.
Arquitecto. Delegado por el Obispado de Cartagena para las Emergencias y posterior restauración de los Templos de Lorca.

Mª Carmen Martinez Ríos.
Arquitecta. Servicio de Patrimonio Histórico. Dirección General de Bienes Culturales. Consejería de Educación, Universidades y Cultura. Región de Murcia.

9. APUNTALAMIENTOS Y APEOS DE EMERGENCIA EN BIENES CULTURALES

Definición: Operaciones y elementos ajenos al edificio, que se colocan en el mismo de forma provisional, para suspender temporalmente la transferencia de cargas o esfuerzos de los elementos estructurales (o decorativos) afectados

Deben ser simples y rápidos, resistentes y estables y, gracias a ello, proporcionarán la seguridad necesaria bien al edificio, bien a las personas

9.1. RECONOCIMIENTO VISUAL PREVIO TRAS EL SISMO

Los edificios antiguos "avisan" por la lentitud en sus procesos de ruina. Sin embargo, tras un terremoto esto no se cumple y, por tanto, la primera premisa debe ser la Seguridad, aún en los casos de Bienes Protegidos, donde hay que tener en cuenta también la protección de elementos patrimoniales.

El primer aspecto a tener en cuenta es la ubicación del edificio, confirmando si se trata o no de una zona de riesgo sísmico elevado, pues la evaluación varía al considerarlo como posible o, por el contrario, como un hecho extraordinario y de imposible repetición. El caso de Lorca está considerada como zona sísmica (aunque con una aceleración menor que la que se registró durante los eventos) y, de hecho, hay multitud de antecedentes de actividad sísmica en la zona, por la proximidad de la Falla de Alhama (los más recientes en Mula en Febrero de 1999 de magnitud 4,8 grados, Bullas en Agosto de 2002 –magnitud 5,0 y más de 100 réplicas- y La Paca en Enero de 2005 –magnitud 4,7 grados-.

Es muy importante, aun en los casos en los que no sea visible, caracterizar la estructura resistente del edificio, pues pueden confundirse grietas en ella, con daños en otros elementos no sustentantes, particiones, acabados, etc… En el apartado siguiente haremos un recorrido por los principales aspectos a considerar en las estructuras resistentes, si bien queremos ahora dejar constancia de la necesidad de diferenciar los daños provocados por el terremoto, de posibles alteraciones previas, vicios de origen o degradación por envejecimiento, incluso también, si fuera el caso, diferenciarlas de las provocadas por terremotos anteriores, como por ejemplo en Lorca las grietas en el encuentro entre la nave central y la fachada principal de la Excolegiata de San Patricio[1].

[1] Este aspecto ha sido estudiado con mayor profundidad en los artículos realizados tanto por nosotros (Juan de Dios De la Hoz "*Terremoto en Lorca: consecuencias y actuaciones sobre el patrimonio religioso". Patrimonio Cultural de España*. 2012, Nº 6 [ref. de 2014-02-17] p. 107-121), como por el equipo del IGME (Miguel A. Rodríguez-Pascua, R. Pérez-López, F. Martín-González, JL. Giner-Robles y PG. Silva, citado en la NOTA 13



Figura 9.1. Grietas en la Ex Colegiata de San Patricio, en la unión de los muros laterales de las naves, con el imafronte de la fachada principal. El análisis de las mismas, así como la documentación existente, demuestra que no fueron causadas por el terremoto de Mayo de 2.011, sino por uno/s anterior/es

Sin embargo y a pesar de no poder considerarlos elementos estructurales, también deben requerir nuestra atención prioritaria (pues pueden producir con su caída, pérdida de vidas humanas), otro tipo de elementos que será necesario asegurar tras el sismo, como son los decorativos, fundamentalmente cuando se encuentran en el exterior.

Desgraciadamente, los casos de fallecimientos de personas durante el sismo de Lorca, fueron provocados por caídas de elementos de cerramiento, antepechos, etc. hasta la vía pública y no nos cansaremos de insistir en la necesidad de reconocer los peligros que los elementos altos pueden causar y, en consecuencia, en la toma de conciencia de ello y en la resolución de sus encuentros con las fábricas, estabilidad, etc. de forma que se minimice cuanto sea posible la posible incidencia de nuevos sismos.

Es por ello que hemos querido incluir en este apartado, algunos de los casos más llamativos encontrados en los primeros días tras los sismos de Mayo de 2.011 y que obligaron a abandonar por un momento el reconocimiento visual y la posible redacción del informe de daños y pasar directamente a la intervención urgente e inmediata sobre ellos. De nuevo volvemos a insistir en que la primera semana tras el terremoto todos los técnicos que recibimos la responsabilidad de dirigir la intervención en los distintos edificios, asumíamos también el riesgo de que se produjeran nuevos temblores mientras se desarrollaban los trabajos de inspección, retirada de escombros, sacada de piezas del inventario de bienes culturales, introducción de los materiales para los apeos, etc… Es por ello que, en determinados casos se hace necesario el desmontaje de algunas piezas que hayan podido moverse y quedar inestables, aún sin haber podido terminar el reconocimiento visual previo que se exige de la totalidad del inmueble[2].

Tanto en esta página como en la siguiente, hemos incluido distintas fotografías de los trabajos más llamativos, de entre los realizados en Lorca en la primera semana tras el sismo, con el fin de evitar más desplomes en los elementos decorativos.

[2] Aunque ello signifique, como así fue en muchos edificios del Casco Histórico de Lorca por su gran tamaño y/ ubicación, la utilización de enormes grúas o medios auxiliares de gran envergadura para ello.



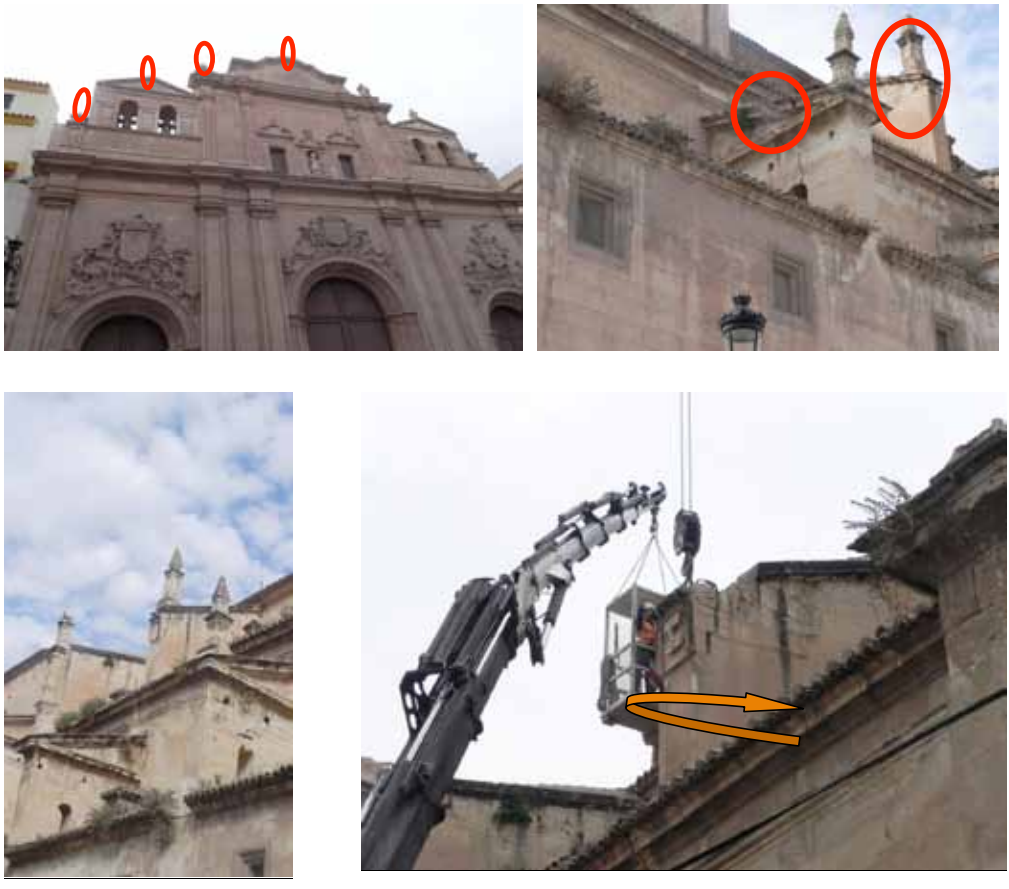
Figura 9.2. trabajos para la retirada de los pináculos inestables o desplomados tras los terremotos, en la Colegiata de San Patricio (arriba a la derecha), así como de los diversos trabajos para su recolocación, una vez restaurados, incluyendo los cosidos a los contrafuertes y la protección del conjunto frente a la humedad. Bajo gruesas capas de morteros de cemento se encontraron los canales de evacuación tallados en la silería, molduras en la base de pináculos, bolas, cornisas, etc. todos los cuales se han podido conservar, una vez finalizados los tajos de recuperación llevados a cabo.







Figura 9.3. Intervenciones de emergencia para retirar las imágenes, pináculos u otros elementos inestables o peligrosos, tras los terremotos de mayo de 2011. Arriba, Nuestra Señora del Carmen; Centro: Ex Colegiata de San Patricio; Debajo: Iglesia de Santiago.



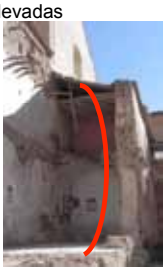
9.2. RECONOCIMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Recordemos de nuevo las teorías de equilibrio y, fundamentalmente, las derivadas de las líneas de empujes. Es cierto que los terremotos provocan grandes grietas y deformaciones elevadas, pero su análisis debe ser cuidadoso para evitar errores tan habituales como por ejemplo el considerar que un arco, al deformarse, está en estado de ruina. Esto no es siempre así y, de hecho, un arco deformado, es probable que tenga una línea de empujes muy similar a la que tenía en su origen y, en consecuencia, es estable.

En zonas sísmicas como Lorca, es muy probable que los edificios hayan sufrido colapsos en anteriores terremotos y lo que es irrefutable es que los que han llegado hasta nosotros consiguieron en su momento resistirlos. Considerando ahora el terremoto más reciente y la capacidad de estos edificios de fisurarse sin llegar a colapsar, nos hace pensar que no se trata de un problema generalizado de mala construcción, sino la propia deformabilidad de este tipo de estructuras y, en nuestra opinión, sobre todo por la modificación de las condiciones originales, fundamentalmente la introducción de nuevas estructuras, cubiertas de hormigón, plantas añadidas, supresión de contrarestos, etc.

Cualquier intervención tras un terremoto, aún con la urgencia que ello puede suponer, requiere una descripción formal y de parámetros de la estructura del edificio, incluyendo luces, materiales y, si es posible, materiales. A continuación, intentar describir y situar los principales daños que se aprecien a simple vista, distinguiendo al menos:

Deformaciones elevadas



Grietas



Fallos en uniones



Roturas



Pérdida de elementos





INCREMENTOS IGLESIA NUESTRA SEÑORA DEL CARMEN

DIA 2 (20/05/2011)				DIA 3 (23/05/2011)				DIA 4 (24/05/2011)			
PUNTO	Δ X	Δ Y	Δ Z	PUNTO	Δ X	Δ Y	Δ Z	PUNTO	Δ X	Δ Y	Δ Z
1	0.001	-0.003	0.002	1	-0.002	0.001	0.002	1	0.000	-0.001	0.001
2	-0.001	-0.001	0.000	2	-0.001	0.000	0.000	2	0.000	0.000	0.000
3	0.000	-0.002	-0.001	3	0.000	0.003	0.001	3	NO OBSERVADO		
4	0.000	-0.003	-0.001	4	-0.002	0.002	0.001	4	-0.001	0.001	0.000
5	0.000	-0.001	0.000	5	-0.001	0.001	0.001	5	-0.001	0.000	0.001
6	0.000	-0.001	-0.001	6	0.001	0.000	0.000	6	0.000	0.000	0.000
7	0.000	-0.001	0.000	7	0.000	0.001	0.001	7	0.000	0.000	0.001
8	0.000	-0.001	0.000	8	0.000	-0.001	0.001	8	NO OBSERVADO		
9	0.001	0.000	-0.001	9	0.001	0.000	0.000	9	0.000	-0.002	-0.001
10	0.000	0.001	0.001	10	-0.001	0.002	0.001	10	NO OBSERVADO		
11	-0.001	0.000	0.000	11	-0.001	0.001	0.000	11	-0.001	0.000	-0.001
12	-0.001	-0.001	0.000	12	-0.001	0.000	0.001	12	0.000	-0.001	0.001
13	0.000	-0.001	-0.001	13	0.000	0.001	0.000	13	0.001	0.000	0.000
14	0.000	-0.002	0.000	14	0.000	0.000	0.001	14	0.000	0.003	0.002
15	0.001	-0.001	-0.001	15	0.000	0.000	0.000	15	0.000	0.000	0.000
16	0.000	-0.001	-0.002	16	-0.001	-0.001	0.001	16	0.000	0.001	0.000
17	0.000	0.000	0.001	17	0.000	0.001	0.000	17	0.000	0.000	0.001
18	0.000	-0.001	-0.001	18	0.000	0.001	0.000	18	0.000	-0.001	0.001
19	0.000	-0.001	0.000	19	0.000	0.000	0.000	19	0.000	0.000	0.001
20	0.001	0.001	-0.005	20	0.000	0.000	-0.001	20	0.000	0.002	0.000
21	-0.001	0.000	-0.005	21	-0.001	0.001	0.000	21	-0.001	0.000	0.000
22	-0.002	0.001	-0.003	22	-0.001	0.001	0.001	22	0.000	0.001	0.001
23	0.000	0.001	-0.001	23	-0.001	0.000	0.000	23	-0.001	0.000	0.000
24	0.000	-0.001	-0.002	24	0.000	0.001	0.000	24	0.001	0.001	0.000
25	NO OBSERVADO			25	0.000	0.001	-0.001	25	0.000	-0.001	0.002
26	0.001	-0.002	-0.002	26	0.001	-0.002	0.002	26	0.002	-0.003	0.002
27	-0.006	0.001	0.003	27	-0.005	0.001	-0.005	27	-0.005	0.003	-0.005
28	0.002	0.000	0.003	28	-0.005	0.000	-0.002	28	NO OBSERVADO		
29	0.002	0.000	-0.001	29	0.001	-0.002	0.000	29	NO OBSERVADO		
30	0.005	0.001	-0.002	30	0.005	0.000	-0.002	30	NO OBSERVADO		
31	0.001	-0.001	0.001	31	0.000	-0.002	0.000	31	0.000	0.002	0.000
32	NO OBSERVADO			32	NO OBSERVADO			32	0.000	0.003	0.000





Figura 9.4. Una de las tablas de resultados con las mediciones instrumentadas realizadas en la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen (en rojo, los puntos con incrementos severos). Debajo: Teodolito utilizado, así como una de las regletas utilizadas durante las mediciones.

La experiencia en Lorca ha demostrado como muy eficaz la utilización de aparatos de precisión para realizar mediciones instrumentadas de las grietas, con lecturas diarias/semanales/mensuales[3] de los puntos de control establecidos. Estas mediciones se han realizado con dianas fluorescentes o con regla milimetrada, siguiendo la evolución de la grieta a través del visor del teodolito o estación que se utilice en cada caso. Es importante señalar que no se trata de un método absolutamente preciso, pues los errores son de rango próximo al milímetro, sino que lo que indica es una medida de la tendencia de la grieta a abrirse/cerrarse o mantenerse estable, que nos permite adelantar la evolución de la fisura.

Analizados todos estos daños tras el sismo, en el caso del edificio en pie, nos queda insistir de nuevo en la condición fundamental[4] de procurar cerrar todas las grietas para evitar la

[3] Más espaciadas cuanto más tiempo haya pasado desde el sismo

[4] Recordemos que estamos considerando bienes integrantes del Patrimonio histórico que deben ser protegidos, casi a cualquier precio

concentración de tensiones en esos puntos, pues podríamos trasladar la regla de los cinco minutos e indicar que, incluso con la degradación posterior al terremoto, el edificio ha sido capaz de aguantar cinco minutos, lo que significa que ha encontrado una línea de empujes estable y, por tanto, debemos asegurar sus condiciones, evitando concentraciones de esfuerzos en los puntos débiles que se han agrietado.

Al tratarse de edificios antiguos, nos encontraremos con un número limitado de elementos constituyentes de su estructura: pilares, muros, forjados (de madera), arcos, bóvedas y cúpulas. Vamos a hacer un somero recorrido por cada uno de ellos, indicando las principales características frente a los sismos

PILARES: El material y tipos son extensísimos y, en consecuencia, las posibilidades de actuación sobre ellos una vez que han sido afectados por un terremoto, muy variadas. Sin embargo, en la gran mayoría de las ocasiones, se apean para descargar una columna, pilastra, pilar, pila, etc, en tanto se procede a la reparación del propio elemento vertical de sustentación o de la estructura superior. Deben diferenciarse los pilares que sustentan una estructura adintelada, de aquellos que sustentan una arquería, bóveda o cúpula, pues en el primer caso se suele realizar el refuerzo o apeo mediante pórticos que cubren el vano entre pilar y pilar y se acuerdan al dintel superior bien por el intradós o bien por embragado lateral (con pasadores). En el caso de arquerías o estructuras abovedadas, se descarga la pilastra afectada por medio de tornapuntas dispuestas a ambos lados de ella, que sustentan un collarín a base de dos piezas (si el fuste es muy complejo pueden ser más) cosidas entre si mediante pasadores. Cuanto mayor sea la luz, más largas deben ser las tornapuntas que, además, deben hacerse llegar hasta las basas de las pilastras contiguas, uniéndolas horizontalmente entre ellas. Más adelante se hará un repaso de los distintos tipos que habitualmente se presentan.

MUROS: Se trata en prácticamente el cien por cien de los casos, de muros por gravedad a base de fábricas de cal, piedra o ladrillo, normalmente en dos hojas, más un relleno de cantos y apisonado de argamasa y cal. Estos muros son capaces de absorber de forma razonable, los movimientos que sufren durante el sismo, pues oponen a los esfuerzos horizontales que induce el movimiento de la tierra, su propia masa y el peso de los elementos que tiene por encima. Es por ello que normalmente se aprecian mayores desperfectos en las zonas más altas que en las bajas.

Tras un terremoto, pueden presentar:

- Desplomes
- Abombamientos
- Deslizamientos
- Separación de sus hojas
- Dislocamiento

Haremos una pequeña descripción de cada uno de ellos y sus particularidades, si bien insistimos una vez más que, en prácticamente la totalidad de los casos, deberemos realizar una transferencia de cargas desde el muro en mal estado, al terreno y, en otros, añadir también el apeo de los forjados y/o arcos, bóvedas, etc. adyacentes.

Los **desplomes** suelen producirse por empujes desde el interior del inmueble hacia afuera[5], lo que suele obligar a apuntalar desde el exterior. Es muy importante observar cuál es la línea (de forjado, cubierta u otra) que está afectada y está causando el desplome, para evitar apear donde no se necesita o hacerlo en exceso en puntos no solicitados.

[5] Normalmente debidos a rotura de tirantes en cubiertas, roturas de cabezas de forjados o exceso de cargas en cubiertas y/o bóvedas

Como ejemplo podemos citar el caso de la fachada principal de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen en Lorca, que tras los terremotos comenzó a perder verticalidad, inclinándose en su coronación hacia la calle Nogalte. La inspección e instrumentación de la misma reveló que se producía un empuje excesivo, pero sólo fue necesario apuntalar el cuerpo inferior, ya que apenas si recibía empujes horizontales perpendiculares a la fachada, por encima de la línea de cornisas.



Figura 9.5. Apeo de emergencia colocado en la fachada principal de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen, una vez que se comprobó el movimiento de desplome de la misma hacia la calle.

Si bien más adelante profundizaremos en este tipo de apeos, como se trata habitualmente de grandes estructuras que en muchas ocasiones (como la citada de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen en Lorca), invaden las vías públicas y tienen gran impacto visual sobre los edificios y sobre la propia escena urbana, deben procurarse con la menor dimensión posible, si bien la estabilidad del elemento sustentante debe quedar asegurada, al menos en los siguientes aspectos:

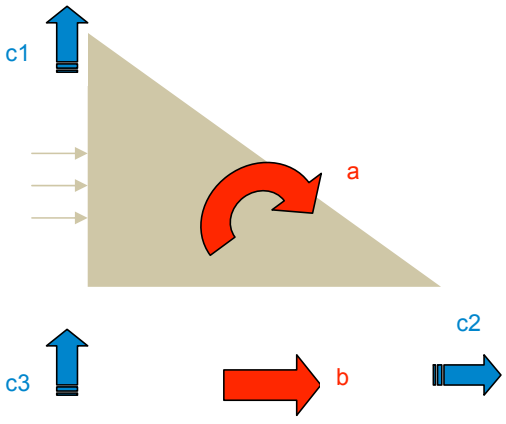


Figura 9.6. Esquema en sección de los posibles esfuerzos en un apeo de muro afectado por desplome. Los señalados en rojo (a y b) son los más peligrosos y que deben evitarse en cualquier caso. Los grafiados en azul son de menor afección y son precauciones habituales a tomar en la construcción y montaje del apeo.

- Evitar, por supuesto, la posible rotación completa (a)
- Evitar el posible desplazamiento de la base (b)
- A estos dos, deben añadirse las precauciones necesarias (c) para evitar otros problemas más puntuales, como el posible movimiento hacia arriba del nudo entre el puntal superior y el elemento vertical (c1); el posible movimiento horizontal hacia afuera del nudo entre la base y el puntal superior (c2) y, finalmente, el posible movimiento hacia arriba del elemento vertical de la base (c3)

A todo lo anterior debe sumarse que, en este tipo de edificios, no suele ser posible taladrar el elemento constructivo a apear, por lo que deben ponerse precauciones especiales en todos los nudos, asegurando en lo posible, la correcta transferencia de cargas al apeo (es necesario que el puntal –u otro tipo cualquiera de apoyo-, adhiera obligatoriamente al muro sustentado, para impedir el posible movimiento hacia arriba de dicho puntal, o bien conectar el elemento vertical con un anclaje al suelo).

Si bien no hay literatura de casos en España, en otros países de mayor afección sísmica (Japón sobre todo) existe el fenómeno denominado licuefacción del terreno, que se produce cuando bajo la acción del terremoto de alta intensidad y bastante duración, un terreno arenoso – limoso, con poca variable en el tamaño de granos y que, además, tenga una alta saturación de agua, pasa de un estado sólido a un estado cuasi líquido o, cuanto menos, de consistencia líquida (como arena movediza)[6].

En los **abombamientos**, el muro no permanece plano (en los desplomes si, ya que el muro gira siguiendo un plano inclinado, normalmente con "bisagra" en su base), sino que se produce una curvatura horizontal (si lo que "empuja" es un forjado) o vertical (si quién lo deforma es el empuje puntual de una viga, por ejemplo) y perpendicular al muro. Debe ponerse especial cuidado en la inspección, para determinar la posible existencia de pandeo de los muros, por exceso de carga o por exceso de esbeltez del mismo, ya que es un daño que de continuar puede colapsar un muro o parte del mismo.

Cuando los **muros deslizan**, suele estar provocado por un fallo en la base de los mismos o en el terreno sobre el que se asientan. Los terremotos, sobre todo de altas intensidades, pueden generar este tipo de problemas, pues pueden alterar el orden del terreno bajo el cimiento.

Ahora bien, los problemas habituales que suelen presentarse son este y el de deslizamiento de la zona superior, por lo que la decisión dependerá de cuál sea la zona que deslice: la base de los muros o la parte superior de los mismos. Debe determinarse lo antes posible la causa y su efecto, pues se trata de movimientos que arruinan un muro de forma completa y, en muchas ocasiones, bruscamente.

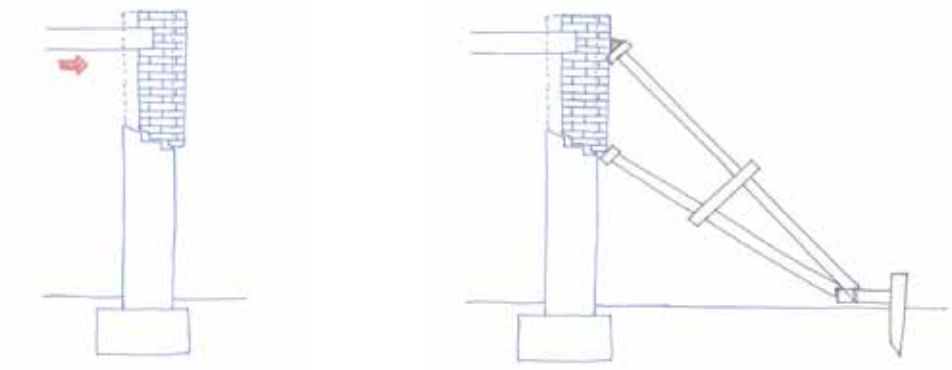


Figura 9.7. Esquema de apeo de un muro con deslizamiento de su parte superior

[6] Se adjuntan algunas direcciones de internet donde el fenómeno se reproduce en video; http://www.youtube.com/watch?v=OJ_aLd6Q-Kc http://www.youtube.com/watch?v=i_RoOJ8YH7s

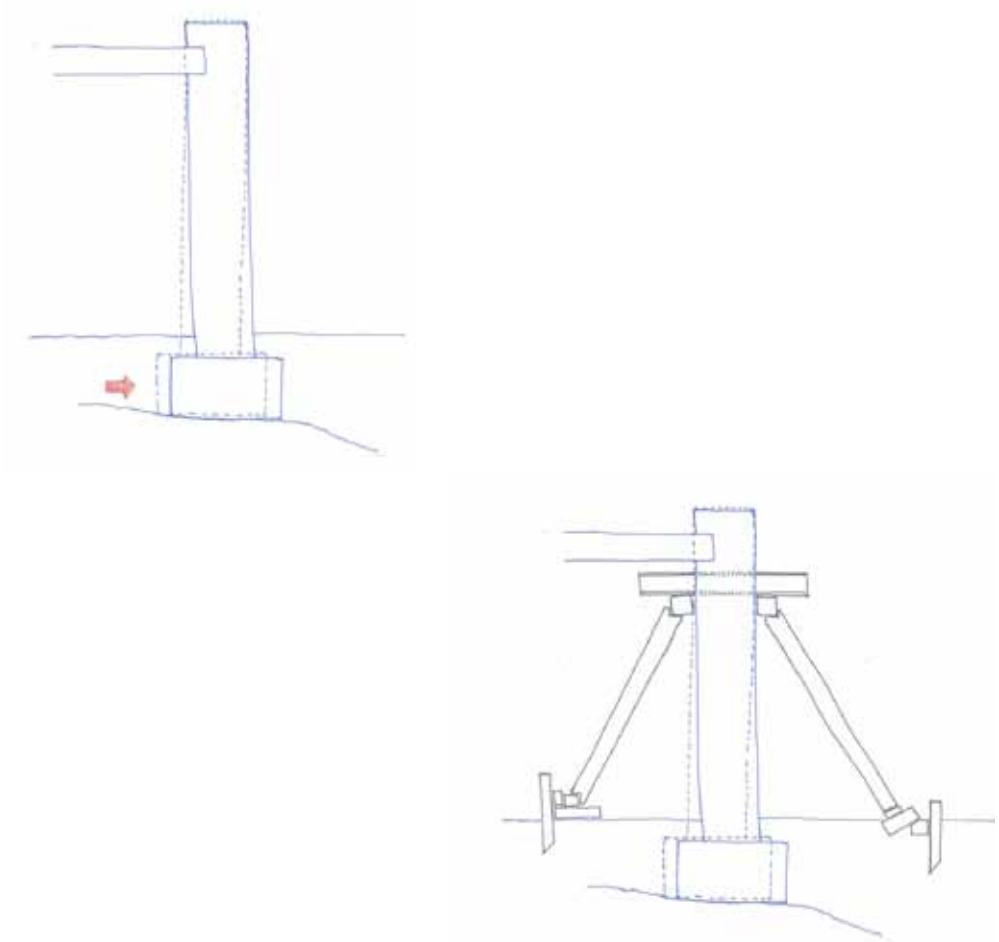


Figura 9.8. Esquema también de deslizamiento, si bien en este caso se trata de la zona inferior. El esquema reproduce un tipo consistente en el movimiento no del muro, sino del cimiento bajo este. El apeo que se propone es del muro, justo por debajo del nivel de apoyo del primero de los forjados.

Cuando se produce la **separación de las hojas** (ya hemos visto algunos ejemplos anteriormente), puede ocurrir que ninguna de ellas caiga y, sin embargo, se haya producido el "desgajado" entre ambas. Es esta una situación muy peligrosa, pues una de las hojas del muro puede estar completamente inestable y con grave riesgo de caída. Esto implica comprobar (normalmente es suficiente con la inspección visual detenida) los plomos –verticalidad- de los elementos que se encuentren agrietados. Cuando alguna de las hojas ya ha caído, bien a la vía pública, o al interior del edificio o sobre las cubiertas más bajas (en los casos de fachadas altas), es necesario asegurar los bordes de dicho desplome y posteriormente realizar la consolidación, más la recuperación de las piezas caídas (en su caso). En ocasiones, se produce la apertura de las hojas de los muros (prácticamente siempre hacia el exterior), por la rotura (o falta) de atado en su coronación, o bien por falta de pisos intermedios o incluso en los remates o zonas más altas, cuando se produce un fallo en las soleras, durmientes o tirantes que sustentan o estriban las estructuras de remate o de cubiertas. Esta separación debe resolverse siempre mediante la colocación de elementos que impidan la apertura, es decir se

trata de un cinturón a modo de zunchado, al menos en dos caras paralelas, conectándolas entre si por anillos exteriores y/o tirantes interiores.



Figura 9.9. Detalle del perfil metálico coyuntural colocado en la torre de la Iglesia de San Cristóbal, alojando en su interior un cable de acero y un tensor, de forma que pueda calibrarse la abertura y tensión del mismo y evitar, por supuesto, que continúe la separación de las fábricas.

El último aspecto a considerar es el más grave, cuando se produce el dislocamiento de las fábricas, normalmente frente a esfuerzos diferenciales. Por ejemplo, si el sismo produce la rotura de los tirantes de una cubierta y, además, las cabezas de las viguetas de un forjado estaban afectadas de pudrición por la pérdida de agua de un lavabo y el sismo las ha hecho colapsar completamente, se producirán dos movimientos distintos y de distinta intensidad, lo que probablemente originará que el muro se cizalle y deslice en diferentes cotas.

Otro caso habitual que se ha producido en varios edificios de Lorca, ha sido la rotura de una bóveda y, a la vez, el desplome hacia el exterior del muro que la sustentaba. En cualquiera de los casos, es preciso afianzar cada una de las secciones en que ha quedado “dividido” el muro, hasta conseguir su inmovilización primero y, si fuera posible, su consolidación y reparación después.

FORJADOS: Casi en el cien por cien de los casos se trata de forjados unidireccionales, con luces moderadamente cortas, casi siempre con viguetas de madera, si bien hay algunos casos con metálicas o de hormigón (en muchos casos sin capa superior de compresión). Los más habituales son de vigueta de madera y revoltón (de yeso, cal o algunas veces –pocas- cerámico). Un porcentaje muy elevado presenta por un lado cascotes y material deleznable en los relleno de los senos y, por otro, recrecidos elevando la cota de solado, a base de morteros de cal o yeso y el propio pavimento. En ocasiones podemos encontrar también, entablados clavados directamente a las viguetas de madera. No es muy habitual pero, en construcciones más modestas, las viguetas pueden ser rollizos sin escuadrar y los entrevigados de tablas clavadas o incluso de de rellenos de cascotes con paja y yeso. Cuando el terremoto los deteriora, deben descargarse y con ello descargar también los pilares que los soportan, a base de puntales, pórticos, cruces, etc… cubriendo los vanos, acordándose a los dinteles de las distintas viguetas en sentido transversal a las mismas



Figura 9.10. Primer aeo de los forjados de las estancias sobre la sacristía de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen

ARCOS, BÓVEDAS Y CÚPULAS: La mayor parte de los arcos afectados son bien de sardineles de ladrillo en varios pies, o bien en sillares de piedra del espesor total del arco. Sea cual sea el material, si las luces de los arcos son modestas, los daños son también menores y normalmente es suficiente con descargar las pilastras o columnas que los sustentan por medio de dos tornapuntas por pilastra, dispuestas a ambos lados de un collarín junto a su capitel. Según se incrementa la luz de los arcos, estos sufren mayores desperfectos y pasa a ser necesaria la duplicación de las tornapuntas, intentando además que la base de estas coincida y quede ceñida a la basa de la siguiente pilastra. En el límite, se puede llegar a necesitar una estructura piramidal de tornapuntas en torno de las pilastras. Sin embargo, la dificultad mayor está en el ajuste a la directriz del arco, bóveda o elemento dañado, ya este debe ser lo más preciso posible y obliga, en muchas ocasiones, a sacar plantillas de cada uno de los huecos, para poder construir el artilugio de apeo.

Este ordenamiento se hace normalmente a base de una sucesión de pequeños camones o bien con tablas alomadas que siguen la forma de la curva y se deben disponer contrapeadas con sus colaterales, alas que deben ir unidas con pasadores

La mayoría de las bóvedas afectadas en Lorca y, en nuestro caso, el cien por cien sobre las que hemos intervenido, son bóvedas o cúpulas de ladrillo o sillar, construidas sin cimbra[7].

Se trata de elementos que, en casi todos los casos, se han comportado de forma muy adecuada frente al sismo, agrietándose, pero sin desplomes generalizados[8]. Más adelante nos detendremos en las técnicas propuestas para su recuperación, si bien queremos avanzar sus líneas básicas: En los arcos se trata de volver a solidarizar las caras de los sardineles de

[7] Excepto algunas de crucería en girola y capillas más próximas al crucero de la Colegiata de S. Patricio.
[8] Apenas una porción en el coro de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen y en la de San Francisco, más el derrumbe de Santiago, si bien este último caso no es achacable al fallo de arcos y bóvedas, sino a la estructura de hormigón superior

ladrillo (a veces solo con mortero bastardo y a veces con ayuda de cuñas de madera), mientras que en las bóvedas, se vuelven a ejecutar una o las dos roscas que las conforman, allí donde estas estuvieran fisuradas, con posterior enyesado del intradós[9].

Como los acuerdos son difíciles y, además, el terremoto deforma las directrices de los arcos y las bóvedas o cúpulas, es práctica habitual primero el apearlos puntualmente (en vez de a lo largo de toda su directriz)[10] y, después, dejar la deformación, pues es prácticamente imposible devolverlos a su lugar geométrico sin destrozarlos y, además y más importante, la deformada alcanza una línea de presiones que está dentro del tercio central de la sección y, con ello, del lado de la seguridad.

9.3. PROPUESTAS PREVIAS DE INTERVENCIÓN

Analizado todo lo reflejado hasta el momento, debe optarse por la decisión más acorde con las características del elemento, su estado y los medios disponibles (económicos, humanos y materiales). Únicamente hay tres posibilidades: Demolición (no aplicable a edificios protegidos), Reparación (del /los elemento/s dañado/s) y Reconstrucción (de aquella parte desplomada o que haya sido necesario demoler) y de nuevo hacemos un breve recorrido por sus aspectos principales. Es en estos estos últimos, sobre todo en el segundo de ellos (reparación), cuando es necesaria la colocación de apeos, en los que nos vamos a detener más en detalle.

9.3.1. DEMOLICIÓN (CON RECONSTRUCCIÓN O SIN ELLA)

Cuando se superan los límites económicos o de cualquier tipo para conservar la edificación. Este axioma que podríamos asimilar a la ruina técnica o económica, no es de aplicación directa a las construcciones históricas, menos aún si están catalogadas o amparadas con algún grado de protección.

A este caso deberíamos añadir (con las limitaciones de la Ley) la Reconstrucción

En el caso de la reconstrucción (normalmente parcial como por ejemplo en el caso de la Iglesia de Santiago en Lorca, pues no es tan habitual el levantamiento completo de un edificio que ha quedado completamente destruido) deben tenerse muy en cuenta las especiales circunstancias que rigen la intervención en el Patrimonio Histórico y el enorme legado de planteamientos, sumamente variables a lo largo de los siglos XIX y XX que podríamos resumir en dos conceptos (si bien es verdad que con muchos matices), Conservación frente a Rehabilitación[11]: En un extremo estaría la Conservación de la ruina arquitectónica que ha

[9] Se retiran los ladrillos rotos y aquellos que, aun estando enteros, están a ambos lados de la grieta (a veces son tan grandes y tan profundas que el hueco que se origina en la bóveda es de considerables dimensiones, pero la ductilidad de estas estructuras les permite seguir en pie aún con grandes pérdidas). A continuación, se comienzan a recolocar de nuevo los ladrillos, manteniendo la geometría de la bóveda y se le aplica el acabado de yeso o de trabadillo de yeso y cal con que se encuentre el resto del edificio. Finalmente, por el trasdós, se pueden ejecutar cuando son necesarios, rejuntados de las grietas mediante lechadas de mortero de cal y marmolina.

[10] Pues es prácticamente igual de eficaz y mucho más económico en cantidad de material y en sencillez de ejecución

[11] El debate es interesantísimo y las encendidas polémicas y escritos de distintos autores contribuyen a ello, destacando Paolo Marconi. Amedeo Bellini o Giovanni Carbonara en Italia, Bernard Fonquernie o André de Naeyer en Francia. En España surge una rica literatura al respecto, firmada por grandes

llegado hasta nosotros como consecuencia de un terremoto y que debe perdurar como tal para dejar muestra de la devastación del mismo. En el otro, la Rehabilitación como intervención de gran envergadura, que sobrepasa los límites de la estricta conservación de lo que se mantiene en pie[12], incluyendo los mismos o nuevos usos, instalaciones, elementos contemporáneos, etc… y dando una mayor o menor presencia de estos nuevos frente a la componente estética, la histórica, a su calidad formal, contextual, su valor figurativo, documental, etc.

Parece evidente que la mejor propuesta estará en el equilibrio entre ambas, intentando conservar la arquitectura histórica, respetando todas las fases que podamos documentar, potenciando sus principales características constructivas y, por supuesto, manteniendo su función, aunque ello no signifique que no se puedan hacer aportaciones contemporáneas[13]. Nosotros queremos añadir, además de lo anterior, la importancia que supone el concepto que rige la Ley de Patrimonio que es el de Autenticidad[14], promoviendo la restauración con técnicas y materiales tradicionales (procurando por ejemplo, recuperar piezas, sillares, caídos durante el terremoto, usar materiales compatibles y, en general, manteniendo también tipos estructurales como los arcos de ladrillo, bóvedas tabicadas, cúpulas o forjados de madera).

Como último aspecto, insistir que la intervención sobre estos bienes tras un terremoto difícilmente será neutra o transparente y, más al contrario, tendrá un clarísimo impacto sobre su evolución futura, tanto a nivel técnico, como "ideológico". Sin duda es responsabilidad de los técnicos intervinientes, el buscar las mejores soluciones y, añadimos ahora el otro valor fundamental pues, además, debería ser reversible[15].

9.3.2. REPARACIÓN.

Cuando se realizan un conjunto coordinado de intervenciones sobre los sistemas estructurales y/o constructivos, tendentes a devolver al edificio las capacidades resistentes, de uso, decorativas o de instalaciones, perdidas durante el sismo.

En este punto es muy importante señalar que este tipo de inmuebles no se pueden "partir" en conjuntos más reducidos (cosa que a veces si puede hacerse en las edificaciones contemporáneas), sino que deben considerarse como un sistema, no como la suma de elementos aislados. Las operaciones ejecutadas en un edificio histórico que no lo evalúen como un todo, pueden dar lugar a problemas de ejecución, aparición de grietas, incluso rótulas, llegando a modificar sus comportamientos si, por ejemplo, se introducen en algunos puntos

arquitectos, historiadores, restauradores, etc… como Alfonso Muñoz Cosme, Antonio Fernández Alba, Antoni González, Javier Rivera, Pedro Navascués, Isabel Ordieres Díez o Concepción Fontenla.

[12] El debate teórico en este campo fue abanderado en el siglo XIX por Viollet le Duc en Francia; Stern y Valadier en Italia y Ruskin y Morris en Inglaterra, trasladándose casi en su totalidad a los estudiosos Italianos durante el siglo XX, quienes condujeron a las Cartas de Venecia y Atenas. De hecho, esta dualidad: Conservar o Restaurar, ha existido siempre en la historia de la restauración monumental, si bien se acrecienta a partir de las teorías enfrentadas de Viollet Le Duc y Ruskin.

[13] Quizá uno de los problemas a los que se enfrenta el patrimonio arquitectónico sea el de la falta de consenso en estos conceptos entre los profesionales que intervienen en él, como señala NOGUERA, J.F. en su artículo "¿Restaurar es todavía posible?, en *Loggia* N° I, Año I, 1996, p. 7.

[14] Concepto ya presente en distintas cartas desde la de Venecia, Nara y, más recientemente en la de Cracovia del año 2000, donde se especifica que "…autenticidad significa la suma de características sustanciales, históricamente determinadas: del original hasta el estado actual, como resultado de [as varias transformaciones que han ocurrido en el tiempo"

[15] Aunque hay autores como el profesor MUÑOZ VIÑAS, en su Teoría contemporánea de la restauración, Madrid 2003, p. 115 quien señala con evidente pesimismo que *"…aplicada con rigor, la reversibilidad en restauración es una quimera, una idea utópica, una cualidad inalcanzable..."*.

nuevos materiales o nuevas cargas que modifiquen el reparto de tensiones, para las que no se encuentra preparada la estructura.

Sin embargo, cuando se ejecuta de manera ordenada y adecuada, la consistencia y eficacia de lo introducido durante la reparación, se integra en el sistema estructural original del edificio, reforzándolo y mejorándolo con carácter permanente. Las obras propuestas deberán constituir una solución definitiva para el edificio dañado por el sismo, compatibilizando la garantía estructural con la funcionalidad y uso del mismo

9.3.2.1. Apeos. Objetivos y tipos

Con anterioridad nos hemos acercado, si cabe lateralmente, a la necesidad de colocación de apeos, en aquellos edificios o partes de los mismos en los que es necesario introducir un nuevo elemento complementario, para que trabaje solidariamente con el original, pero que no sustituye a este.

Debemos ahora establecer algunas clasificaciones y tipos de apeos, con el fin de disponer de la mayor cantidad posible de herramientas a la hora de enfrentarnos a los dos aspectos fundamentales a los que deben dirigirse estos nuevos elementos: Recuperar de forma rápida y coyuntural las carencias de una estructura; Mejorar las condiciones de seguridad, tanto para evitar riesgos de accidentes, como de acceso de personas al edificio (es muy habitual, por ejemplo, ejecutar un apeo rápido para garantizar la seguridad de los operarios encargados de ejecutar un apeo más definitivo).

No solo esto, sino que los apeos también deben asegurar en casi todos los casos, la posibilidad de formación de plataformas de trabajo cercanos al elemento deteriorado (las dovelas partidas en el caso de los arcos, por ejemplo), así como en sus niveles inferiores. Igualmente, deben estribarse contra los laterales en todos los casos, pero más aún cuando vayan a soportar plataformas de trabajo o se vaya a efectuar bajo ellos o en su perímetro, cualquier tipo de tajo.

Hemos hecho una primera distinción por el tipo de material empleado en el apeo, distinguiendo los pesados, ligeros y los mixtos (combinación de ambos), a los que hemos añadido los atirantados y la estabilización de fachadas. Una segunda distinción la hemos hecho atendiendo en este caso no al elemento resistente, sino al resistido, diferenciando tres tipos: Sobre elementos verticales; Sobre elementos horizontales; Sobre elementos “arqueados”.

En las páginas siguientes desarrollamos ambas clasificaciones, con ejemplos de intervenciones sobre edificios en Lorca, así como con dibujos y esquemas que, como el resto de los que figuran en el presente documento, no deben presuponer Tipo, pues en cada caso el apeo debe adecuarse a las condiciones de la edificación, de los materiales que la componen, el estado fisurativo o de deterioro que presente y los medios económicos, materiales y humanos disponibles para su ejecución.

Se trata en cualquier caso, sea cual sea la clasificación del apeo o su materialidad física, de un elemento provisional, capaz de garantizar la estabilidad. En nuestro caso de apeos en edificios antiguos, no es de extrañar que presenten elementos de alta calidad artística en los que sea más complejo el apeo al no poder ejecutar mechinales para alojar tornapuntas, pinturas murales, etc. En estos casos, debe actuarse no de forma mecánica, sino analizando la zona donde va a colocarse el apeo y eligiendo los puntos donde sea menos dañino la ejecución del mismo.

Por ejemplo, si tenemos un muro de sillería vista, en vez de alojar tornapuntas, se elegirá una línea de junta de mortero que se encuentre menos visible o en peor estado y se introducirán varillas de acero (preferentemente por barrenado mejor que a percusión para evitar vibraciones) a las que se unirán los durmientes del apeo y, contra estos, lo puntales, tornapuntas, etc… Si se trata por ejemplo de un muro con pinturas murales, los taladros se harán en zonas neutras donde no existan figuras (paisajes, cielo…), colocando a continuación un papel japonés encolado o con parafina, el durmiente y, finalmente, los puntales embarbillados a este, sin tocar nunca el muro. En ambos casos, retirado el apeo, podrá restaurarse el taladro sin más que recebarlo con cal o utilizando morteros de restauración. Una segunda precaución es la de usar morteros de baja dosificación (flojos) para facilitar el correcto acuerdo con la obra, así como el posterior desmontado[16].

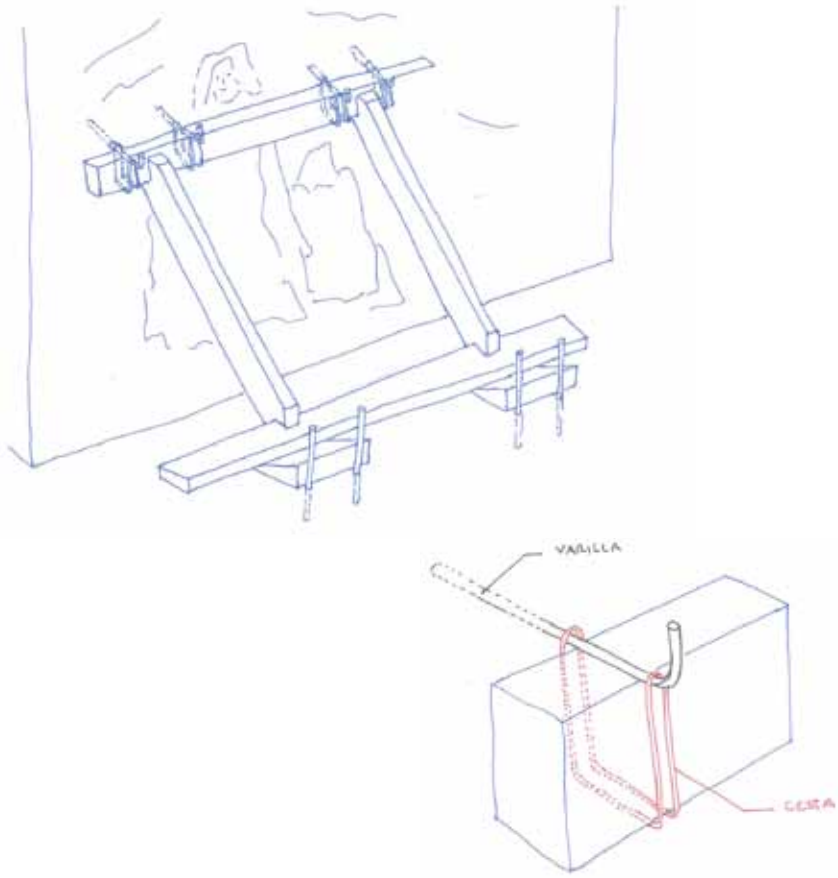


Figura 9.11. Esquema de apeo de un muro con policromía o cualquier otro elemento susceptible de protección, mediante la colocación de puntales embarbillados bajo un durmiente fijado con varillas y cestas metálicas

[16] Tampoco se deben usar cuñas de madera mojadas, ni más blandas que el apeo principal, pues si bien al hinchar producen un correcto calzado, en cuanto se deshidratan, el apeo se afloja

A ello debemos añadir otras precauciones a tener en cuenta y que afectan a cualquier tipo de apeo, sea o no sobre un elemento antiguo o integrante del Patrimonio Histórico:

- Como se ha indicado, no usar madera mojada.
- La madera de las cuñas debe ser más dura que la de los puntales y carreras.
- Utilizar morteros flojos para los acuerdos con las fábricas.
- No acometer directamente a las fábricas para evitar punzonamiento.
- Disponer elementos intermedios como zapatas, carreras, etc para repartir la carga.
- La transferencia al terreno (o base) debe ser de características adecuadas a este (mediante soleras y cuñas, con calzos y egiones, con varillas, con perfiles metálicos, con dados de Hormigón armado, etc…)
- Templar los apeos mejor con barras de uña que con percusión.
- En arcos y bóvedas usar elementos curvos o lineales pequeños para resolver el acuerdo[17].



Este apeo, en nuestra opinión, no cumpliría con varias de estas reglas, pues apenas si dispone de nada más que una cuña en el acuerdo[18], lo que puede suponer un grave riesgo de punzonamiento, al no haberse colocado elementos intermedios entre los puntales y el arco para repartir la carga. Tampoco la transferencia al terreno presenta una solución adecuada, pues no se interponen ni soleras, ni zapatas de madera, ni cuñas, calzos, etc…Además, los puntales apoyan directamente sobre un elemento pétreo que probablemente sea de interés y, en consecuencia, podría quedar deteriorado si el puntal "aprieta" demasiado contra él.

Como quiera que gran parte de los elementos deteriorados durante el terremoto de Lorca son arcos, nos detendremos más adelante con mayor profusión en ellos.

[17] En estos casos se puede resolver la unión entre el apeo y ele elemento constructivo mediante camones, listones, tableros, tablones formando poligonal o con macizado de fábrica

[18] Que debería ser a base de elementos curvos o lineales pequeños.

9.3.2.2. Apeos pesados, ligeros, atirantados y estabilización de fachadas

Como norma general vamos a considerar dos grandes tipos[19] de acuerdo con la relación entre el peso - volumen del elemento y su propia capacidad resistente. Así tendremos los **Apeos pesados** como aquellos en los que el peso del material interviene de forma fundamental en el sistema de equilibrio y **Apeos ligeros** aquellos en los que el peso carece de incidencia. No hay una regla escrita para el uso de unos u otros[20], por lo que vamos a analizarlos para el caso de aplicación a estructuras o fábricas históricas, añadiendo dos sistemas que en parte de la bibliografía no se consideran apeos, pero que tienen una enorme importancia en la recuperación de estas fábricas antiguas: Los **atirantados** y la **Estabilización de fachadas.**

APEOS PESADOS.

Al ejecutarse normalmente con manofactura de piezas de cantería o albañilería, son bastante duraderos (amén de con parecidísimas características formales, estéticas, etc… con los originales), por lo que normalmente van más ligados a los refuerzos que a los apeos.

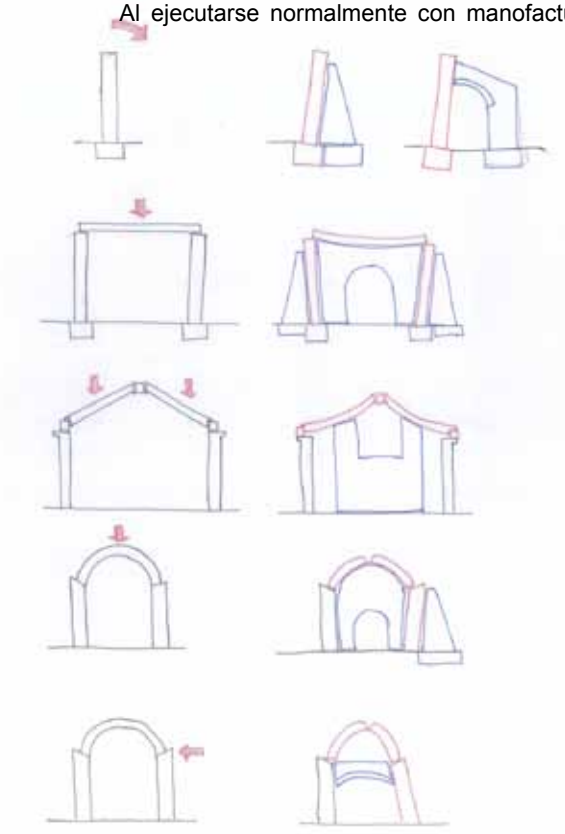


Figura 9.12. Algunos ejemplos de esquemas de apeos pesados

Tienen limitado su campo de actuación habitual al plano constructivo, más uno o dos ejes perpendiculares al mismo. Además, como el sistema se basa en la capacidad resistente a compresión del nuevo material (que desvía las cargas y empujes del elemento apeado), el límite nunca puede acercarse a la tensión máxima del mismo.

Ni que decir tiene, que se trata de sistemas que tienen impacto visual y que pueden modificar la composición del elemento constructivo al que sirven, sobre todo por la gran cantidad de masa que pueden llegar a presentar. Por el contrario, no necesitan mano de obra especializada, sino solo materiales y herramientas sencillos. Esto hace que su eficacia mejore cuanto más largo sea el plazo durante el que van a estar activos.

La mayor aplicación se produce en contrafuertes, por su propia capacidad de absorber los empujes y reconducirlos hasta el plano sustentante.

[19] En realidad podemos considerar un tercero como **Mixto** de estos dos principales

[20] Salvo algunas publicaciones que se detienen más en la duración del apeo, diferenciando los de urgencia (evitar un daño inminente), los complementarios (sustentar a medio plazo mientras se toma una decisión) y los supletorios (capaces de suplir a la estructura dañada)

Es muy habitual una segunda derivada en estos apeos, por lo que debemos estar seguros, no solo de la capacidad del apeo, sino de las posibles afecciones por el peso del mismo.

APEOS LIGEROS. Normalmente con elementos de madera[21] (ensamblada con bridas, tirafondos, clavos…) o metálicos (ensamblada con soldadura, tornillos, pasadores, roblones, rótulas, nudos…). Son estructuras más aéreas, que permiten el trabajo y el paso por las cotas inferiores, además de reciclarse para obras futuras. Sirven para apear cualquier estructura en las direcciones y ejes del espacio que se quieran (con la sola limitación de la capacidad resistente del material o pieza básica). Además, como el sistema de equilibrio puede absorber todo tipo de esfuerzos, se puede optimizar hasta su límite de seguridad, la capacidad elástica y resistente de los elementos utilizados.

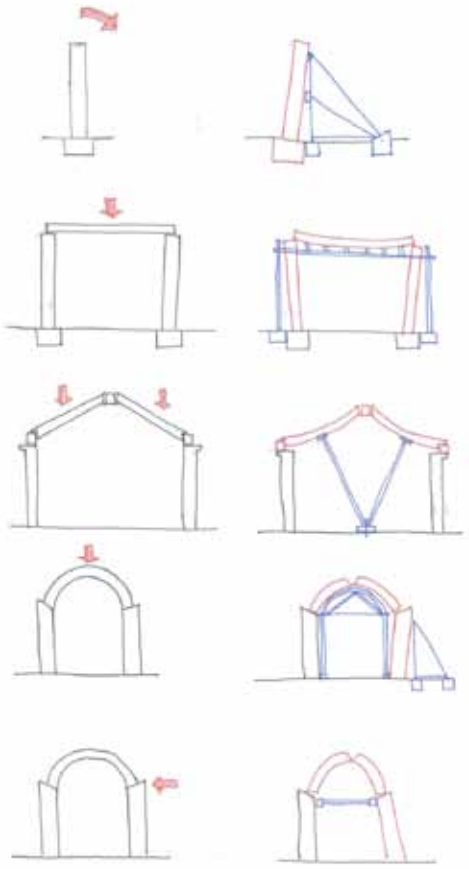


Figura 9.13. Algunos esquemas de ejemplo de apeos ligeros

Al contrario que los pesados, como son elementos coyunturales, la importancia de las alteraciones que pueda introducir en el elemento apeado son muy ligeras. Sin embargo, la repercusión económica puede ser muy elevada, sobre todo a largo plazo y más aún en sistemas de madera, donde al coste económico hay que sumar las mermas que los procesos biológicos provocan en ella.

Sus aplicaciones son prácticamente infinitas, pues pueden adoptar infinidad de disposiciones capaces de contrarrestar cargas verticales (con muy poco material), horizontales (con anclajes o contrapesos) o de desplazamiento / vuelco

Además, permiten con gran facilidad algo dificilmente solucionable en los apeos pesados: La ejecución de plataformas de trabajo, así como la posibilidad de ser permeables, es decir, de permitir el paso a su través. Presentamos los siguientes esquemas (nunca Tipo), para diversos casos de apeo de arcos, dependiendo normalmente de la luz que salven y de si es necesario o no el paso inferior.

[21] Debemos tener en cuenta que la madera es un material orgánico e higroscópico pero, sobre todo, anisótropo, por lo que sus características no son iguales según la dimensión de la que se trate. Así, posee una resistencia a compresión (18 N/mm^2), tracción (13 N/mm^2) y flexión (17 N/mm^2) muy elevadas en la dirección de las fibras, mientras que lo son muy reducidas en la dirección perpendicular (4, 0,8 y 1 N/mm^2 respectivamente)

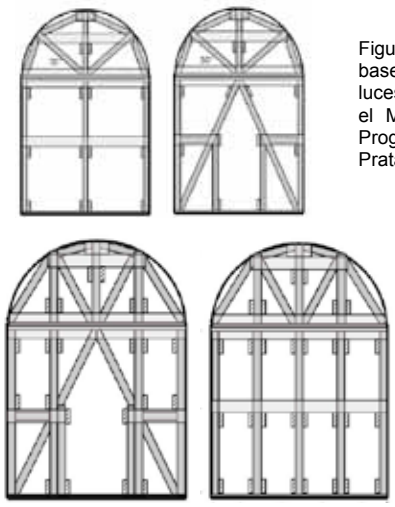


Figura 9.14. Tres disposiciones de apeos para distintas luces y con base cuadrada o con paso abierto: luces pequeñas (arriba izquierda); luces medias (abajo izquierda) y luces grandes (abajo derecha) según el Manual técnico para obras provisionales de apuntalamiento del Programa de Naciones Unidas para el Desarrollo, del arquitecto Sergio Pratali

ATIRANTADOS. Se trata de elementos muy finos en comparación con la obra de fábrica, pero capaces de absorber las tensiones de tracción. Tienen la enorme ventaja de poder resistir dichas tracciones y no resultar tan evidentes a la vista[22] como la madera (es el otro material del que disponían, capaz de resistirlas). La otra gran ventaja, es que pueden dejarse mecanismos que permitan un tensado posterior. Las imágenes bajo estas líneas pertenecen al atirantado coyuntural de emergencia colocado en la torre de la iglesia de Santiago en Lorca (izquierda), así como a los colocados en el Coliseo de Roma en las obras de restauración del Siglo XIX, dirigidas por Stern y Valladier.

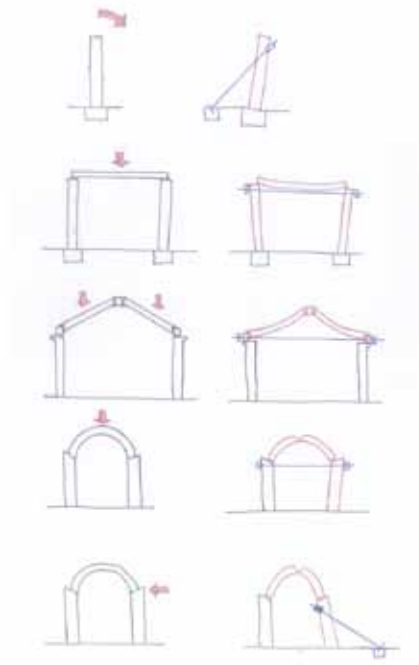




Figura 9.15. Algunos esquemas de ejemplo de atirantados.

[22] En muchas ocasiones, estos encadenados se embutían en las fábricas o en los forjados, haciéndolos imperceptibles

ESTABILIZACIÓN DE FACHADAS: Como primer aspecto, queremos dejar constancia que, en nuestra opinión, demoler un edificio antiguo manteniendo únicamente su fachada es un empobrecimiento del mismo y un concepto ciertamente discutible de lo que Rehabilitación. Es por esto que lo vamos a tratar únicamente en los casos en los que es necesario sustentar las fachadas (normalmente ante el exceso de empuje del edificio), sin que se vaya a producir ninguna demolición. Además, los propios forjados, bóvedas, cúpulas etc de los edificios, ayudan a mantener el equilibrio general de estos, por lo que es mucho más difícil su consolidación cuando se retiran y se deja únicamente la fachada a modo de bambalina.

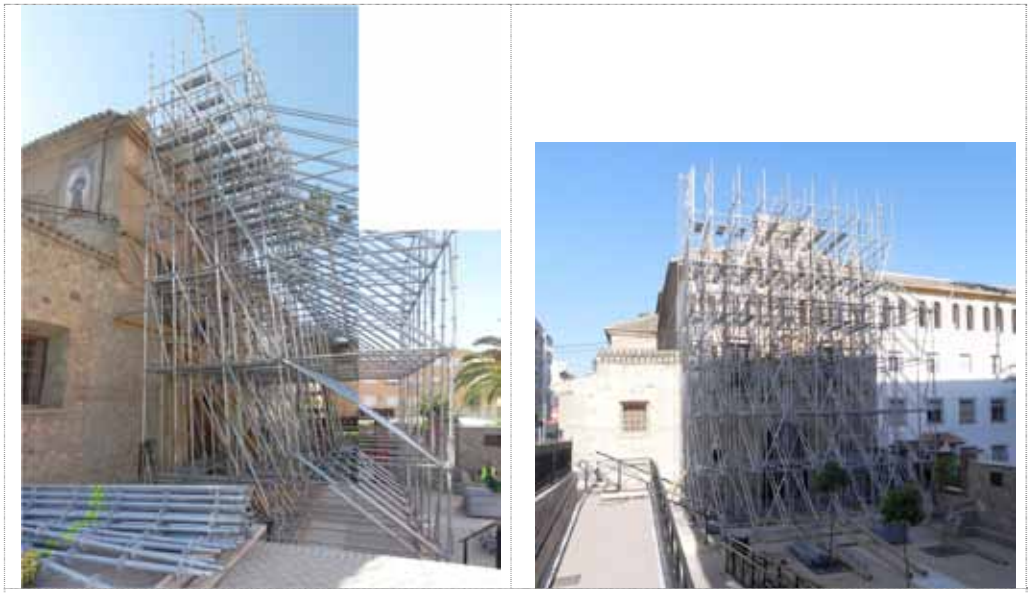


Figura 9.16. Dos vistas de dos momentos del montaje de la estructura también metálica (espacial en este caso) de sujeción de la fachada principal de la Iglesia de San Diego en Lorca.

Afortunadamente, hoy en día disponemos de multitud de patentes que permiten ejecutar este tipo de apeos (Layher, Ceys, etc.) gracias a la suma de la perfilería de acero, con las piezas especiales de caña variable, cabezales con bases acoplables y piezas regulables (normalmente de doble regulación: una telescópica con pasador y la segunda con tornillo de ajuste de precisión).

Ya hemos mostrado en el apartado 2, correspondiente al reconocimiento de la estructura, la imagen de la fachada de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen en Lorca, una vez colocado el entramado de pórtico sobre dados de hormigón, que fue necesario colocar tras las mediciones instrumentadas de los movimientos en la misma.

No hemos ejecutado en Lorca ninguno de estos apeos en fachadas, utilizando madera, pero considerando que deben aparecer en un documento como el presente, recogemos varias fotografías de San Eustaquio Forconese (Eusanio) en la localidad de L´Aquila, pues el terremoto registrado en los Abruzos Italianos en Abril del año 2-009 puede considerarse similar (aunque de mayor intensidad) al de Lorca, en lo que se refiere a la afección a los edificios integrantes del Patrimonio Italiano. Las imágenes de la página siguiente muestran el apeo general (fotografías superiores), así como los detalles de los nudos inferiores en la base, junto

al encuentro con los puntales de sujeción (fotografía inferior izquierda) y la retención de la base de apoyo (inferior derecha).

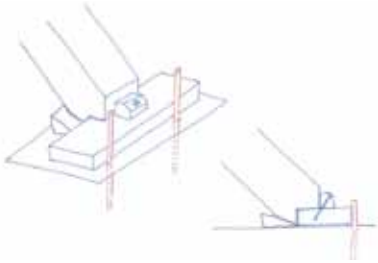


Figura 9.17. Esquema de detalle de apoyo de apeo con patilla y barbilla en durmiente sujeto con varillas



Figura 9.18. Apeos de estabilización de fachadas colocados en la Iglesia de San Eustaquio Forconese (Eusanio) en la localidad de L´Aquila, tras el terremoto de los Abruzos Italianos en Abril del año 2.009

Para finalizar esta clasificación y antes de mostrar más casos o ejemplos, debemos insistir todavía más en un aspecto muy importante para las fábricas históricas: Cuáles van a ser los materiales de conexión entre el elemento deficiente y el de refuerzo, pues debemos garantizar que ambos trabajan solidariamente. Esto es muy importante sobre todo en los apeos pesados ya que, una vez ejecutado el refuerzo (con materiales tradicionales cerámicos o pétreos), es imposible rellenar las holguras de la superficie de contacto/carga. También debe tenerse en cuenta la retracción, pues desde la ejecución del apeo hasta el fraguado definitivo

de los morteros, se produce una retracción, solo por el hecho de su propio peso y la deshidratación de las masas. Es por estas razones por las que deben utilizarse llaves (por ejemplo para el macizado de huecos de ventanas), varillas de acero o fibra (unión entre dos tipos de muro), morteros sin retracción o bien inyecciones tras el fraguado (sellando con masillas o pequeños encofrados).

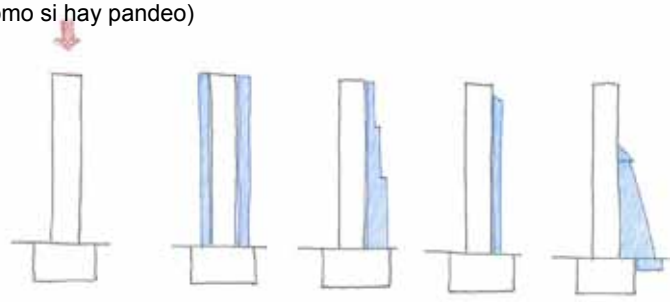
En ningún caso creemos que se trate de soluciones excesivas o que sobrepasen el principio general de economía que debe regir cualquier obra o construcción, pues ajustar en exceso las estructuras de sujeción de los elementos a reparar por una cuestión económica, no tiene sentido alguno, pues se trata de aspectos con poca repercusión en su cómputo global y que no llega a alcanzar el 2-3% del coste que significan las sobredimensiones de otros elementos de las edificaciones.

9.3.2.3. Apeos dependiendo del material utilizado – madera, acero, albañilería, mixtos

Casos o ejemplos de **apeos pesados**:

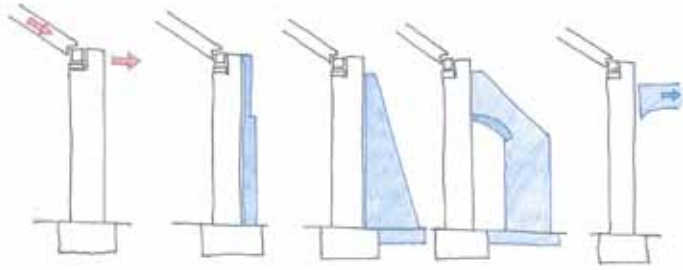
- Muro sometido a exceso de carga vertical (el apeo es válido tanto si hay aplastamiento, como si hay pandeo)

- INCREMENTAR ESPESOR DEL MURO
- ESCALONAR EL MURO
- PILASTRAS O GUARDACANTÓN



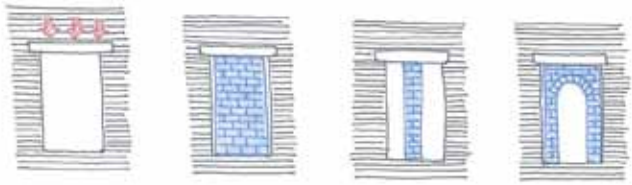
- Muro sometido a exceso de carga horizontal o inclinada (el apeo es válido para vuelco, deslizamiento o incluso para transmitir empujes a otro elemento)

- INCREMENTAR ESPESOR DEL MURO
- PILASTRAS O CONTRAFUERTES
- CODALES O ARBOTANTES



- Huecos (adintelados o en arco) sometidos a exceso de carga[23]

- CEGADO (MACIZADO) DEL HUECO
- MACHÓN – PARTELUZ- EN EL VANO
- ARCO INTERIOR



Casos o ejemplos de **apeos ligeros**[24]:

- Ejecutados <u>con madera</u> (pies derechos, durmientes, sopandas, puentes, , agujas, tornapuntas, jabalcones, tirantes…). En esta página y la siguiente reproducimos algunos detalles propios de este tipo en pilares o escaleras de bóvedas de ladrillo, así como varios dibujos tomados de la enciclopedia balear, para el apeo de pilares con secciones más complicadas

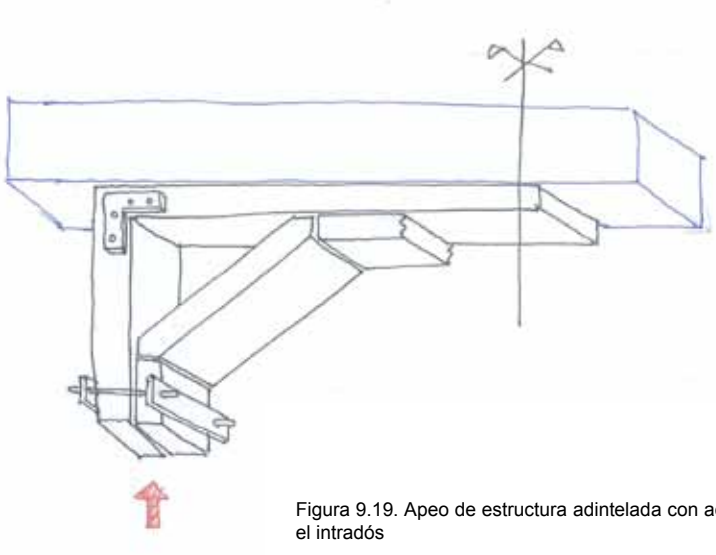


Figura 9.19. Apeo de estructura adintelada con acuerdo por el intradós

[23] El apeo es válido tanto para las flechas excesivas, como a los descuadres o incluso el aplastamiento de las jambas

[24] En nuestra opinión, la madera es mucho más adaptable y con una enorme facilidad de corte. Sin embargo los sistemas metálicos, con gran cantidad de piezas especiales, son capaces de resistir cargas mayores y, normalmente más rápidos de montaje, aunque mucho más caros

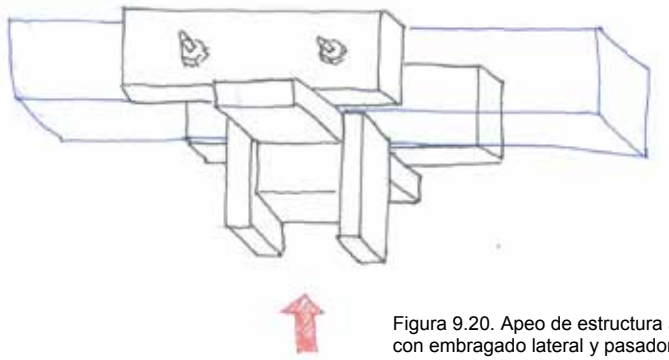


Figura 9.20. Apeo de estructura adintelada con embragado lateral y pasadores

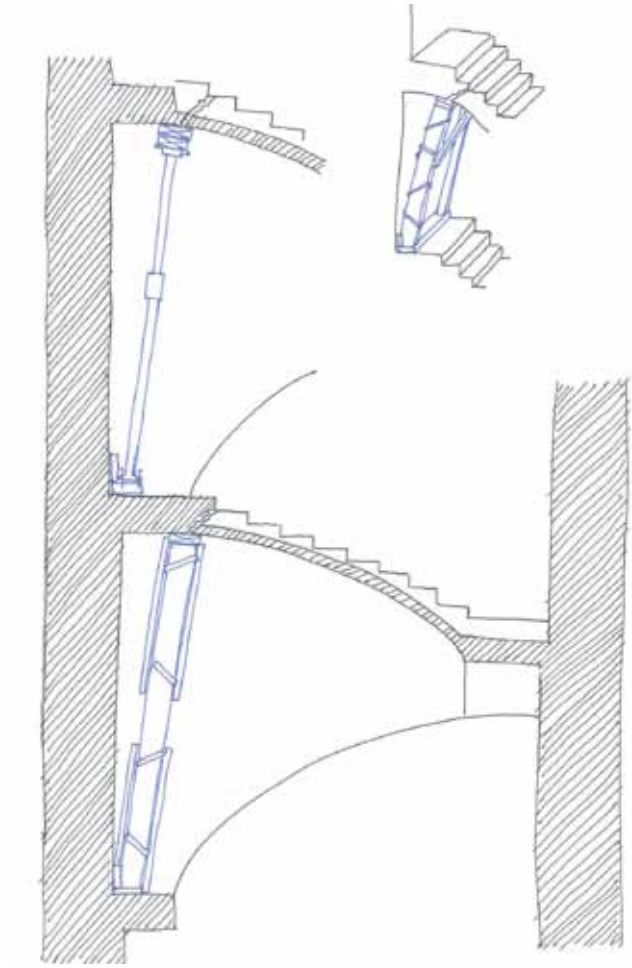


Figura 9.21. Esquema en sección y perspectiva, de una propuesta de apeo de escalera tabicada, a base de elementos metálicos (piso de arriba) o de madera (piso de abajo)

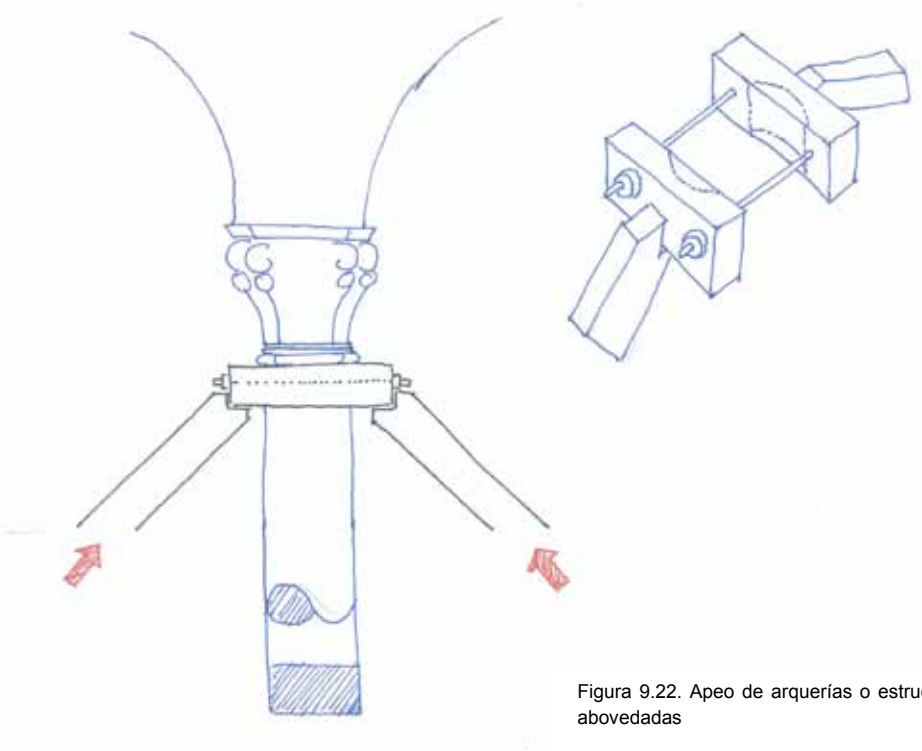
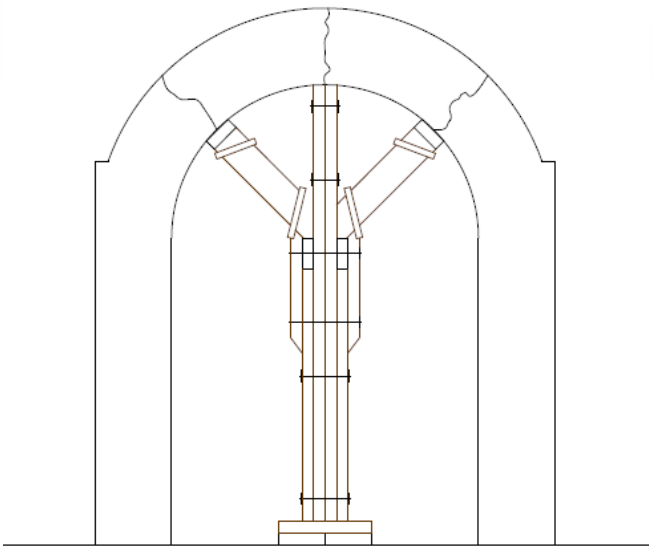


Figura 9.22. Apeo de arquerías o estructuras abovedadas



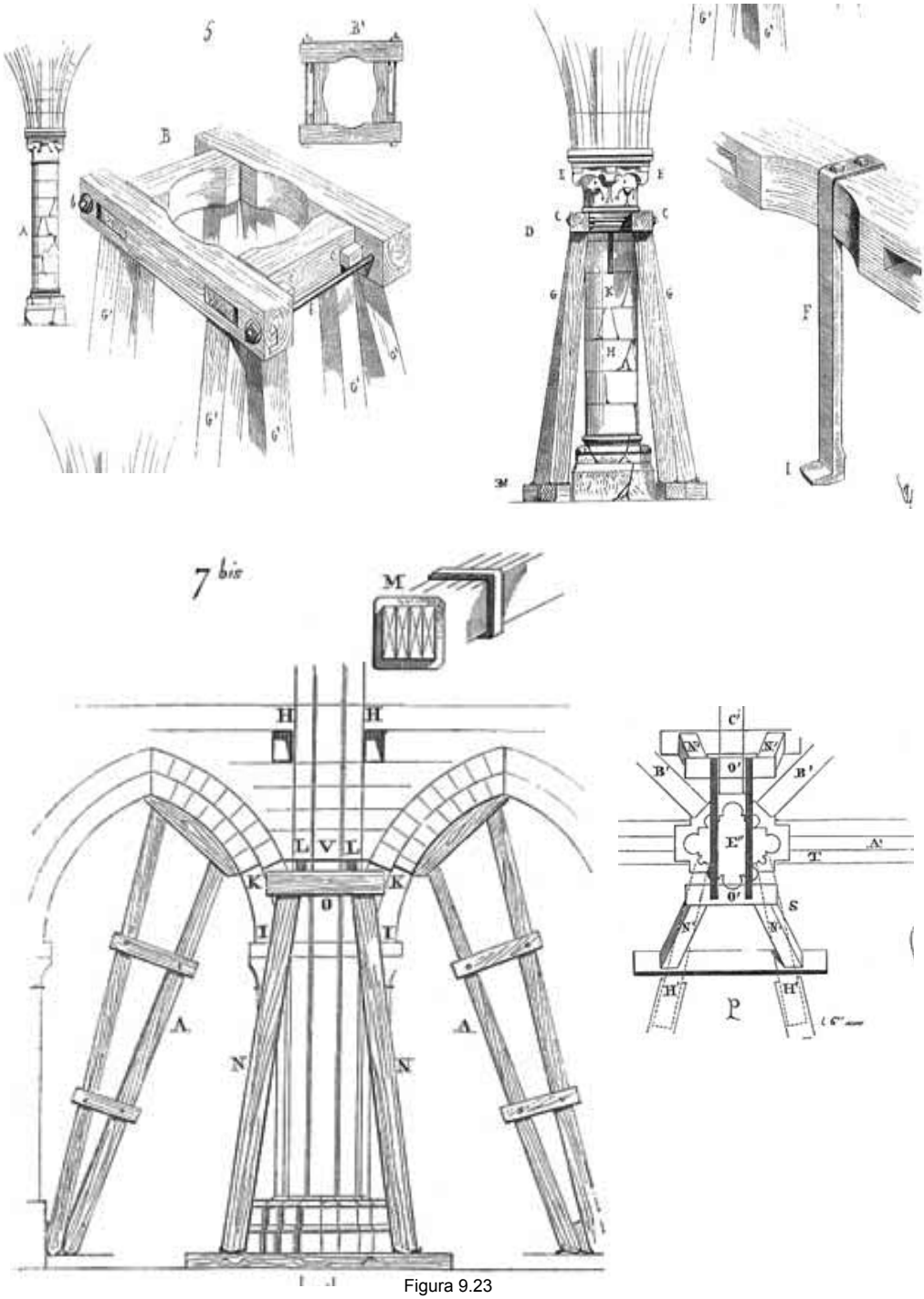
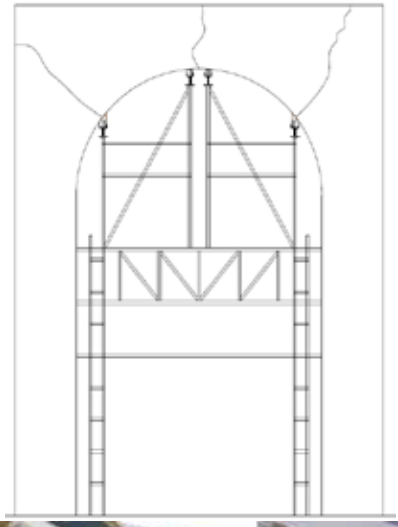


Figura 9.23

Ejecutados con sistemas metálicos industrializados (tubos embridados, tubos, rosetas y husillos, puntales telescópicos, otros -sistema soldier, super slim, peri-...

Las páginas siguientes muestran algunos de los planos realizados para los apeos en varios edificios de Lorca afectados por los terremotos, así como distintas fotografías de los mismos. Únicamente queremos hacer constar algunos puntos de enorme importancia y que, en ocasiones, se ejecutan erróneamente.

- Deben colocarse las líneas de apoyo del apeo, siempre perpendiculares a los forjados (aunque los apoyos de las viguetas sean en los muros más débiles)
- Deben arriostrarse las líneas de apeos en las dos direcciones, ya que en ocasiones solo se hace en el plano de la propia línea
- Deben asegurarse las transmisiones entre las líneas de apeo de las plantas consecutivas, hasta llegar al terreno (a veces no se respetan los plomos de las líneas de apeo y esto puede generar un esfuerzo flector en las viguetas de los forjados intermedios.





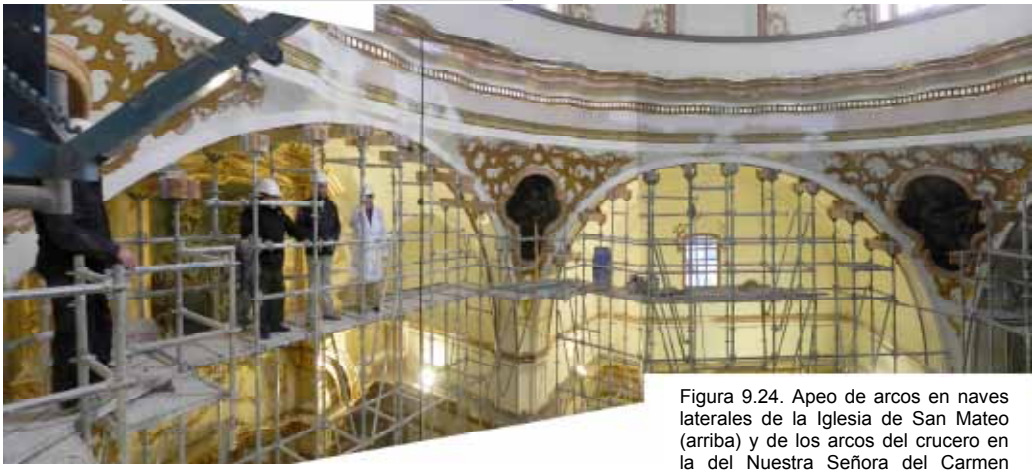


Figura 9.24. Apeo de arcos en naves laterales de la Iglesia de San Mateo (arriba) y de los arcos del crucero en la del Nuestra Señora del Carmen

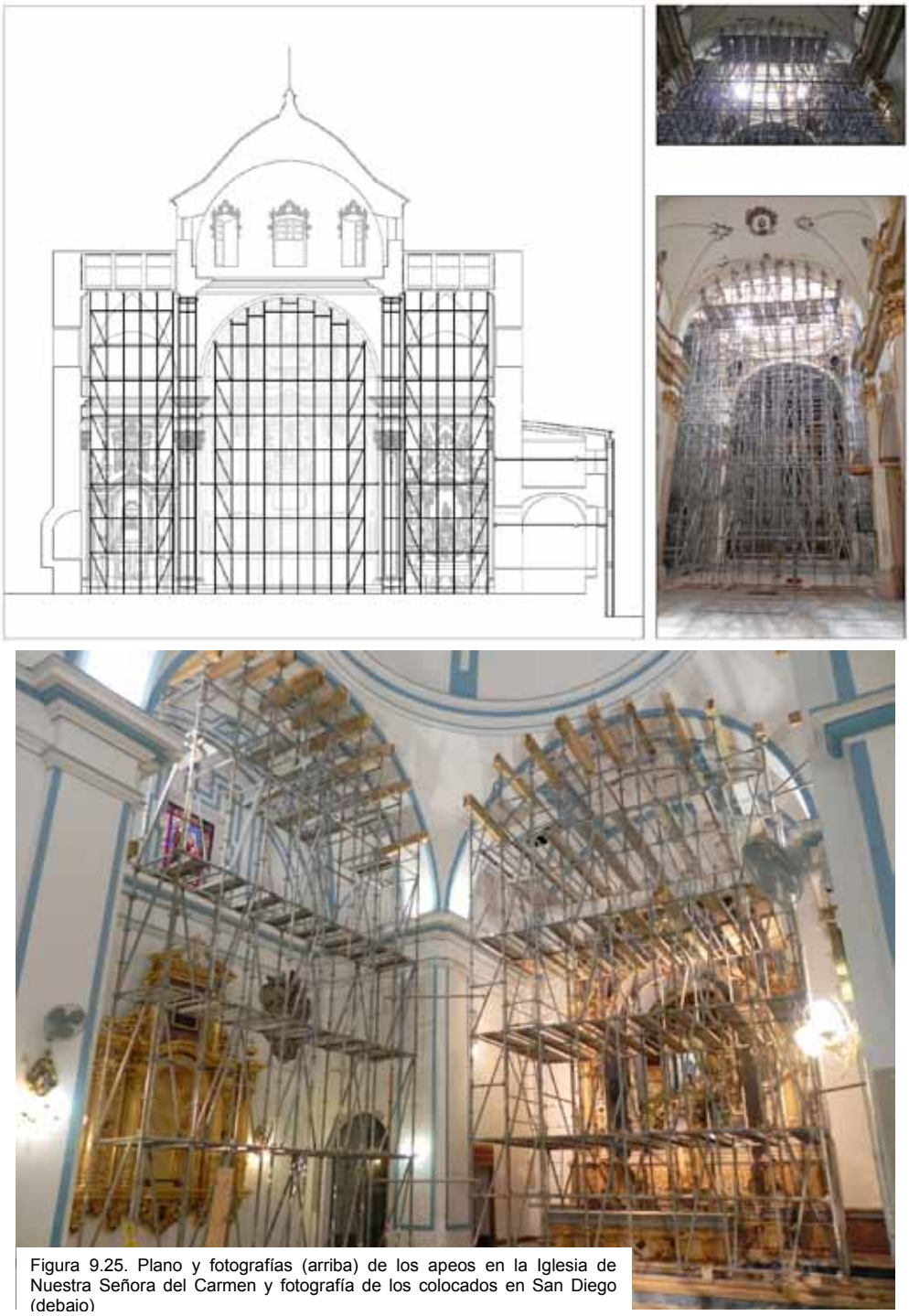


Figura 9.25. Plano y fotografías (arriba) de los apeos en la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen y fotografía de los colocados en San Diego (debajo)

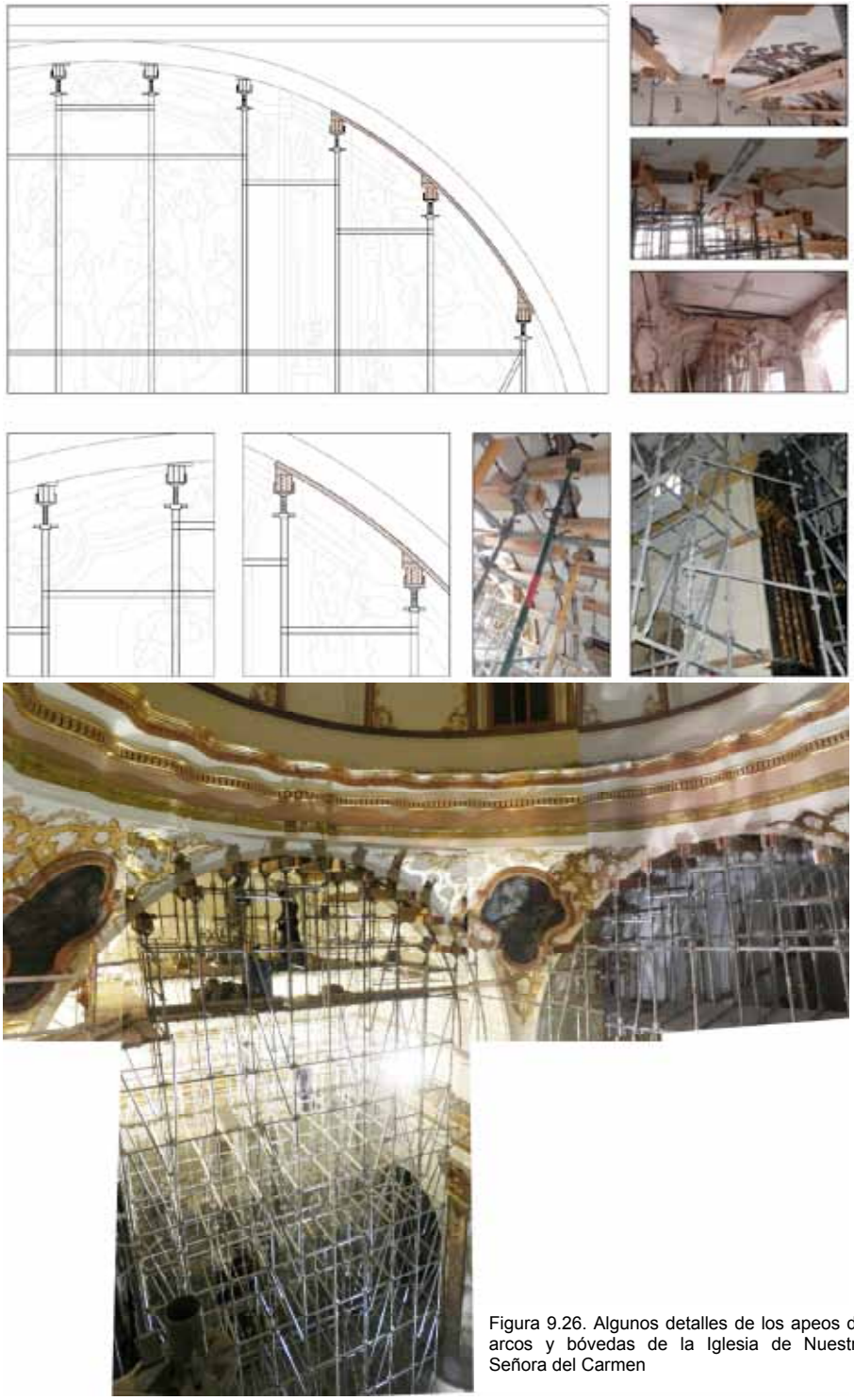


Figura 9.26. Algunos detalles de los apeos de arcos y bóvedas de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen

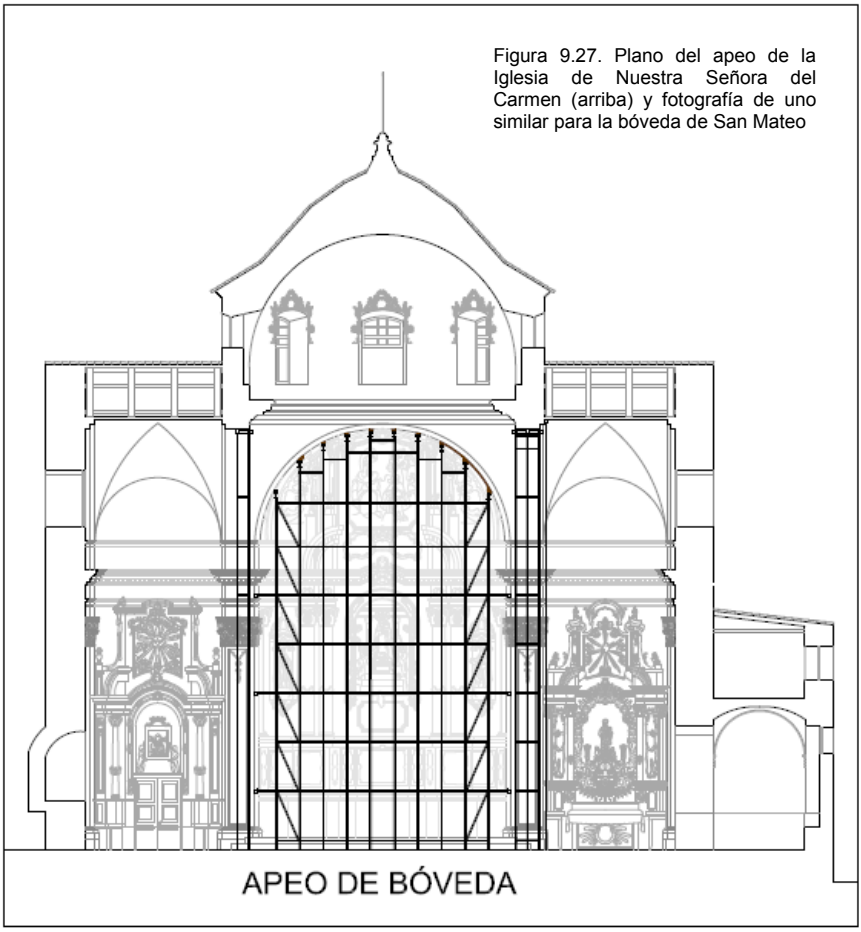


Figura 9.27. Plano del apeo de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen (arriba) y fotografía de uno similar para la bóveda de San Mateo



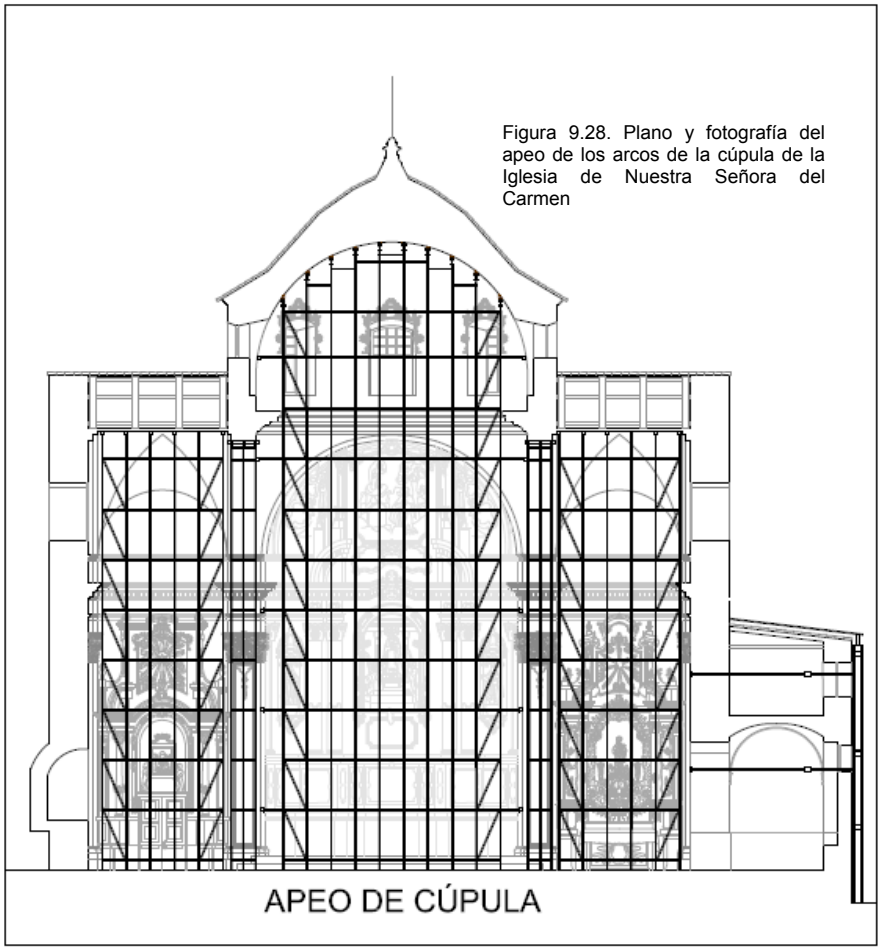


Figura 9.28. Plano y fotografía del apeo de los arcos de la cúpula de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen









Figura 9.29. Tres imágenes de la instalación de apeos para los arcos y bóvedas de la Iglesia de Santiago Apóstol.

Casos o ejemplos de **atirantados** (ejecutados habitualmente como cadena de atado entre dos muros, o bien como "zunchado" provisional para evitar la apertura o vuelco):

- A FUEGO (calentar el tirante –se alarga- y en ese momento se acuña. Al enfriarse, se acorta y entra en carga)
- TIRANTE CON UNA BRIDA EN CADA EXTREMO, CON OJAL Y CUÑA.
- PLACA DE ANCLAJE CON VARILLA Y ROSCA.
- ELEMENTOS PREFABRICADOS.
  - Tensor
  - Palomilla
  - Llaves cónicas









Iglesia de Santiago Apóstol.



Figura 9.30. Ejemplos de atirantados coyunturales colocados en la Iglesia de Santiago Apóstol.

9.4. INFORME

Como se puede deducir de toda la explicación anterior, el informe debe recoger todos estos condicionantes y plantear respuestas adecuadas. En concreto, para el caso de los edificios religiosos de Lorca, se redactaron informes individualizados para cada uno de ellos, indicando las medidas tomadas de forma inmediata, las fotografías de las mismas, así como el avance del presupuesto aproximado para la restauración completa de los inmuebles[25], teniendo en cuenta la condición de casi todos ellos de Bien de Interés Cultural o Catalogado, por lo que fue obligatoria la supervisión de la Entidad Regional competente que, en este caso, es la Dirección General de Bellas Artes y Bienes Culturales de la Región de Murcia. Como dato significativo podemos indicar que, una vez inspeccionadas tras el terremoto, todas las Iglesias de Lorca debieron ser cerradas ante el riesgo de desplome de la práctica totalidad de ellas[26].

No queremos detenernos en exceso en su contenido, pues en distintas ponencia de este Curso van a exponerse los aspectos más significativos de los mismos, pero si queremos insistir de nuevo en su condición de elementos integrantes del patrimonio histórico y, en muchas ocasiones, del catálogo de elementos a proteger, por atesorar unos valores que los hacen merecedores de transmitirse a las generaciones siguientes. Esto implica que el objetivo del informe se encaminará, en prácticamente el cien por cien de los casos, a la consolidación del edificio, manteniendo (aún con medios extraordinarios) elementos que en otros casos probablemente se demolerían. Con estos informes, debe darse una idea lo más aproximada posible del estado tras el sismo, los tipos de daños, dictamen y evaluación de los costes de restauración, así como la distinción entre las tareas de emergencia[27] para evitar que se produjeran más desplomes, caídas de edificios, o partes de los mismos y las necesarias para su apeo coyuntural o, en su caso, la reparación y puesta en uso. Cualquiera de estos informes, debía finalizar con un cuadro de inversiones necesarias para cada inmueble (incluyendo en esos costes, tanto la recuperación de fachadas, cubiertas, elementos estructurales –muros, pilares, arcos, bóvedas…-, cosido de grietas y fisuras, solados, pinturas, acabados exteriores o interiores, zócalos, torres, campanarios, etc… como otros aspectos ligados a su uso). Se trataba con estas valoraciones, de dejar los edificios en el estado más próximo al que se encontraban antes del terremoto y deben basarse, lógicamente, en la experiencia en obras similares.

[25] Como pueden suponer, la gran mayoría de estos edificios religiosos, son Templos de marcado carácter histórico artístico, por lo que en la valoración se tuvo en cuenta, además de la recuperación para su uso como Iglesia, el resto de los aspectos patrimoniales que les hacían merecedores de protección.

[26] Lo que significó la necesidad de utilizar otros lugares para el culto: carpas de tela provisionales, módulos prefabricados, adecuar Capillas en los locales parroquiales menos afectados, etc

[27] En el caso de Lorca se desarrollaron dos emergencias: Una primera a través de un Real Decreto (Criterios subvencionables establecidos en la Orden INT/1467/2011 del 31 de Mayo, que desarrollaba el RDL 6/2011 por el que se justificaban y subvencionaban como gasto de emergencia aquellas obras necesarias por razones estructurales, de resistencia de materiales, equilibrio de cargas (gravitatorias o de empujes), etc..., imprescindibles para la consolidación o reparación de los edificios) donde se financiaban obras que, de no llevarse a cabo, podían poner en peligro la seguridad de las personas o de los inmuebles anexos e incluso la vía pública. Una segunda (Real Decreto ley 17/2011 de 31 de octubre) referida a trabajos que debieran ejecutarse de forma imprescindible e inaplazable, con el fin de preservar el Patrimonio Histórico artístico de Lorca, frente a fenómenos meteorológicos. Y que incluía fundamentalmente la recuperación de los elementos imprescindibles para garantizar el aislamiento frente a la lluvia, viento, etc…en las fachadas, cubiertas, elementos estructurales –muros, pilares, arcos, bóvedas…-, cosido de grietas y fisuras o acabados exteriores de impermeabilización en los edificios declarados BIC o incluidos en el Catálogo de la Ciudad)

Terminamos este apartado, haciendo un somero repaso a estos apartados, de forma que en todos los casos se tengan en cuenta, al menos, unos estándares mínimos en el análisis:

- En cuanto a la descripción de los daños:

  - Deben indicarse las zonas que han sufrido desplomes, tanto sean de elementos estructurales, como constructivos y/o escultóricos, decorativos, etc… indicando si los mismos se han producido en el interior o en alguna de sus fachadas.
  - Se deben señalar las zonas de rotura de bóvedas y/o forjados, aunque no se haya producido su desplome, e incluso tampoco el de los falsos techos inferiores (si los hubiera), pues elementos muy susceptibles de caer en réplicas posteriores o por el mero hecho de haber quedado inestables.
  - Una zona especialmente sensible son las cubiertas, por lo que se debe realizar un análisis detallado de las mismas y considerarlas como elemento de gran repercusión en el resto del edificio[28].
  - Debe ejecutarse un mapa en planta, alzados y secciones, donde se refleje el agrietamiento de los arcos, muros, pilares o cualquier otro elemento de sustentación, así como la existencia o no de grietas de separación entre estos elementos con sus contiguos (bóvedas con los arcos formeros, por ejemplo; En las iglesias, la nave central con los arcos laterales, etc…)
  - Deben distinguirse de las anteriores, las roturas de los tabiques, las escaleras y, en su caso, los revestimientos en paredes, techos y bóvedas[29].
  - Aunque menos importante en cuanto a la estabilidad y seguridad del inmueble, el informe debiera recoger también, los daños en los elementos decorativos presentes en el mismo:

Retablos	Imágenes	Pináculos	Espadañas
Campanas	Moldura	Pintura	Carpinterías
Cortavientos	Cornisas	Púlpitos	Altares
Vidrieras	Barandas…		

  - Analizado todo lo anterior, podrá hacerse, caso que así se haya podido determinar, una hipótesis del movimiento de respuesta del edificio ante el sismo, indicando cuando ello sea posible, si se trata de alguno de los síndromes explicados anteriormente, así como los principales movimientos (y el sentido de los mismos) sufridos y cómo estos le han afectado, distinguiendo sobre todo, la afección a las estructuras, de el resto de los elementos constructivos no estructurales (tabiques, revestimientos, alicatados, falsos techos, tejas…).
  - Por último, realizar un recuento mucho más somero que los anteriores), de los daños en las instalaciones (incluyendo en las mismas, además de las habituales de electricidad, saneamiento, fontanería y calefacción, las campanas, seguridad al robo, megafonía, extinción, detección de incendios…

- Por lo que se refiere a la evaluación de las tareas de emergencia frente a las de apeo coyuntural o, las de reparación y puesta en uso:

[28] No sólo en su respuesta al sismo, sino también la descripción del estado en el que se encuentre para ser capaz, o no, de albergar la obra de reparación que sea necesaria tras el terremoto.

[29] En muchas ocasiones estas fisuras responden a canalizaciones (normalmente eléctricas) que discurren por debajo de dichos elementos.

- Debe indicarse de forma expresa, la obligatoriedad o no, del cierre total o parcial del edificio y, en su caso, donde ejecutar los vallados en los casos que deban protegerse los exteriores del perímetro
- Así mismo, debe proponerse la forma de intervención, indicando claramente si la ejecución de los trabajos conllevará una o varias fases
- Caso de ser necesarias labores de emergencia, se debe indicar la actuación propuesta y el objetivo que se pretende con ella. Por ejemplo, asegurar fábricas para impedir desplomes (con los correspondientes tipos de apeo y/o apuntalado), retirada de elementos muy significativos del patrimonio mueble (imágenes sagradas, orfebrería…).
- Caso que así se considere necesario, lugares donde establecer los puntos de control para la instrumentación de grietas y cuáles son los objetivos que se persiguen con dichas mediciones.
- Determinar cuáles deben ser los trabajos necesarios para, en su caso, prevenir los desperfectos motivados por los agentes meteorológicos[30] (accesos de agua en cubiertas, terrazas, zonas expuestas de las fachadas, cobertura, tableros, estructura, soportes o cualquier tipo de patologías derivadas de accesos a través de grietas y fisuras). En casos ciertamente extremos (Iglesia de Santiago de Lorca, por ejemplo), debe proponerse la ejecución de una nueva cobertura provisional durante el desarrollo de los trabajos



Figura 9.31

- En cuanto a los costes de restauración:

  - Siguiendo el mismo esquema anterior, se deben valorar aquellas obras de emergencia, distinguiéndolas del resto de obras necesarias.
  - En lo posible, se presentará un cronograma, proponiendo anualidades para la distribución de las inversiones necesarias para cada zona, elemento o aspecto a resolver del edificio

Finalizamos este apartado, insistiendo en que estos informes son documentos “vivos”, que se van adaptando a los distintos descubrimientos y actuaciones realizadas en cada inmueble. Esto es tanto así, que podemos citar un ejemplo muy ilustrativo de un edificio como la Iglesia de Cristo Rey en Lorca, donde el informe preliminar únicamente aconsejaba retirar el remate superior de la torre cilíndrica (seccionada horizontalmente por una grieta de grandes dimensiones, ver foto más a la izquierda) y finalmente hubo de ser demolida en su totalidad al

[30] Son trabajos normalmente más simples y que habitualmente se solucionan mediante la sustitución de las tejas rotas y recolocación de aquellas que se hubieron movido o desplazado durante el terremoto, o bien con su reparación y repaso, sobre todo en las zonas de encuentro con los paramentos. El otro gran aspecto de protección frente al agua es el sellado de las grietas (en las construcciones de Lorca sobre las hemos intervenido, lo hemos llevado a cabo con mortero de consistencia líquida de cal hidráulica y arena), o bien una nueva impermeabilización.

sufrir gravísimos daños por la caída del edificio situado frente al templo, en la calle Carpintería (ver resto de fotografías)

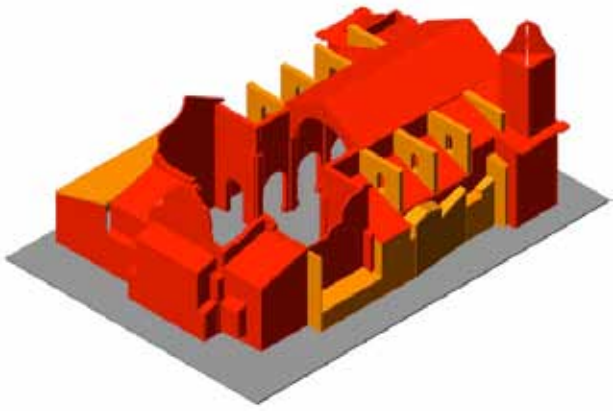






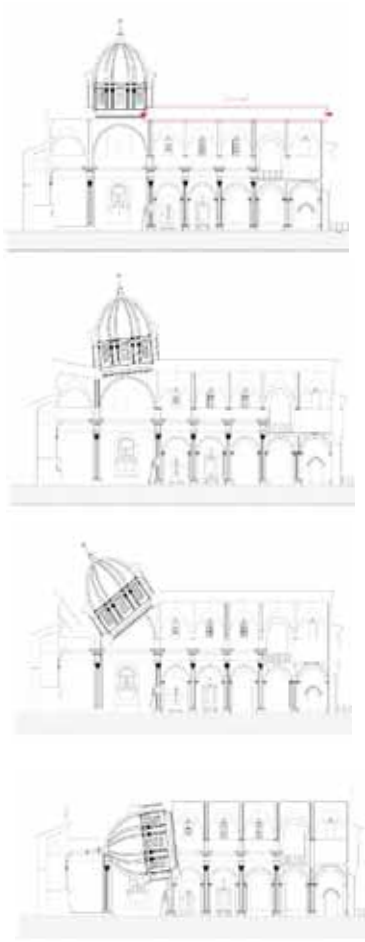
9.5. INTERVENCIÓN SOBRE FÁBRICAS HISTÓRICAS TRAS UN TERREMOTO. EJEMPLOS EN LA CIUDAD DE LORCA

Como introducción a este capítulo e intentando hacer un resumen de todo lo explicado anteriormente, queremos explicar el caso concreto de la Iglesia de Santiago durante el Terremoto de Lorca, a partir de la imagen en 3D del estado que presentaba el templo tras los sismos



Este punto de partida permite estudiar las distintas hipótesis de colapso que se producen cuando un edificio como este es sometido a solicitaciones horizontales para los que no está ni calculado, ni preparado. La sección en este caso es más intuitiva que el modelo tridimensional, por lo que hemos reproducido el mecanismo más probable de colapso que coincide, además, con las rótulas originadas en los arcos tras el primer terremoto, con las grietas provocados por los impactos de unas fábricas sobre otras y con el análisis de la posición de los escombros[31] al estudiar los distintos niveles y los distintos momentos de llegada al suelo de cada una de las partes derrumbadas (los materiales de cobertura -teja y tablazón- eran los más profundos en la excavación, lo que implica que se habían desplomado antes, mientras que los arcos, molduras, pilastras y resto de elementos decorativos, estaban casi totalmente superficiales.

[31] La retirada de los escombros provocados durante el derrumbe, se realizó íntegramente con metodología arqueológica. -Clemente López Sánchez. Arqueólogo-



En estas secciones se aprecia como la cubierta que, por el hecho de tener superpuesta una losa de hormigón de 20 cm de espesor, se había transformado en una pieza rígida y absolutamente monolítica, se mueve en sentido horizontal produciendo dos efectos: la separación de sus estructuras sustentantes inferiores y, mucho más peligroso, golpeando[32] al tambor de la cúpula.

Ambos efectos hicieron que se produjeran una serie de rótulas en los arcos del crucero que, al menos en uno de ellos (el del lateral de la Epístola muy probablemente) diera lugar a la formación de un mecanismo y su consiguiente caída, momento en el que el tambor y la cúpula comenzaron a descender, cayendo no de forma vertical, sino lateralmente, lo que explica que en los escombros las tejas estén en la parte inferior, tocando el suelo de la iglesia y los acabados en la parte de arriba de la montaña de material que se produjo.

[32] Ya se ha indicado anteriormente que, además de los síndromes de planta baja y pilar enano, presentes en la mayor parte de los movimientos sísmicos, existe este otro de golpeo entre edificios o parte de los mismos, cuando estos tienen diferentes altura.

Este análisis lo hemos conjugado con el exceso de peso que tenía el edificio, así como también su propia esbeltez (su sección tiene una altísima relación alto/ancho), razones que pueden explicar sobradamente su comportamiento frente al sismo[33]



Figura 9.32. Fotografía de la Iglesia de Santiago, tras el derrumbe de la misma, en la que se ha superpuesto la dimensión de pilastras y arcos, con el fin de evaluar (aunque no sea más que de forma geométrica y, por supuesto, intuitiva), la esbeltez de su fábrica.

Las imágenes siguientes, hacen un recorrido por el resto de las intervenciones realizadas en Lorca, insistiendo en los aspectos relacionados con cada uno de los elementos constructivos siguientes: Arcos de fábrica, bóvedas, cúpulas, muros / pilares, contrafuertes / arbotantes, forjados / alfarjes y finalmente, cubiertas de madera

9.5.1. ARCOS DE FÁBRICA



Figura 9.33. Apeo de los arcos del crucero de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen

[33] A la vez que nos da pistas para el planteamiento de las mejores propuestas de intervención que, como es lógico, no deben pasar por modificar las dimensiones de la parte de fábrica que se ha mantenido en pie, sino por reducir aquellas que han variado las condiciones de contorno iniciales que tenía el edificio y que en el caso de Santiago en Lorca fueros: Utilización de materiales y técnicas tradicionales; Drástica reducción de peso y Eliminación de fábricas rígidas

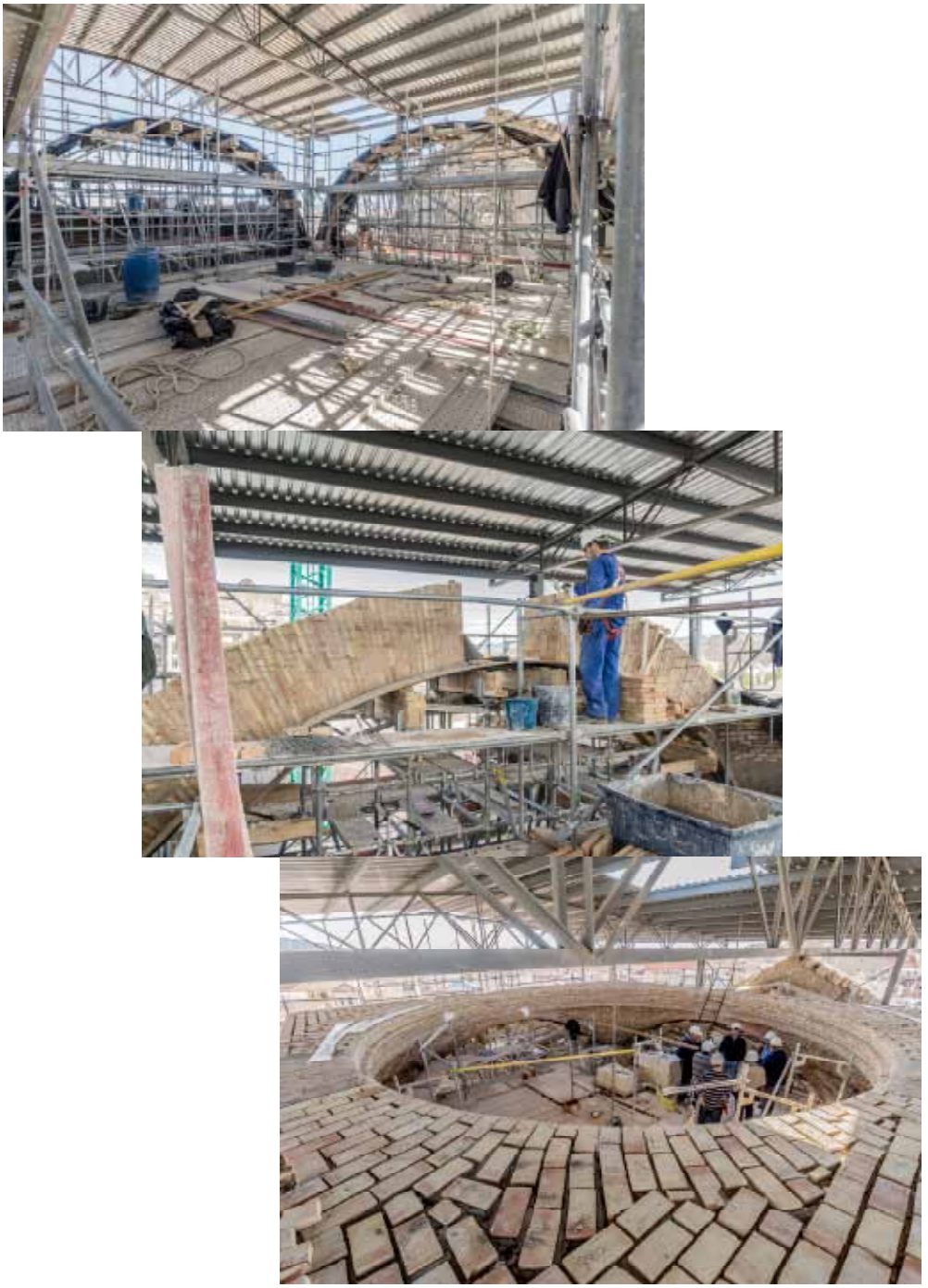


Figura 9.34

9.5.2. BÓVEDAS







Figura 9.35. Diversas fotografías de la bóveda sobre el coro de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen en los distintos momentos de su reparación.







Figura 9.36. Diversas fotografías de la bóveda del crucero del lado del Evangelio de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen en los distintos momentos de su reparación.



Figura 9.37. Diversas fotografías de la reparación de las bóvedas del claustro de San Francisco (por el trasdós e intradós)



Figura 9.38. Diversas fotografías de la reparación de las bóvedas del claustro de San Francisco (por el trasdós e intradós)

9.5.3. CÚPULAS



Figura 9.39. La cúpula de la Capilla del Sagrario en la Iglesia de Santiago, antes y después de su reparación







Figura 9.40. La cúpula de la Capilla del Sagrario en la Iglesia de Santiago, en el estado en el que quedó tras el sismo y posterior desescombro















Figura 9.41. La cúpula de la Capilla de la Epístola en la Iglesia de Santiago, durante los trabajos de su reconstrucción, a base de roscas tabicadas.



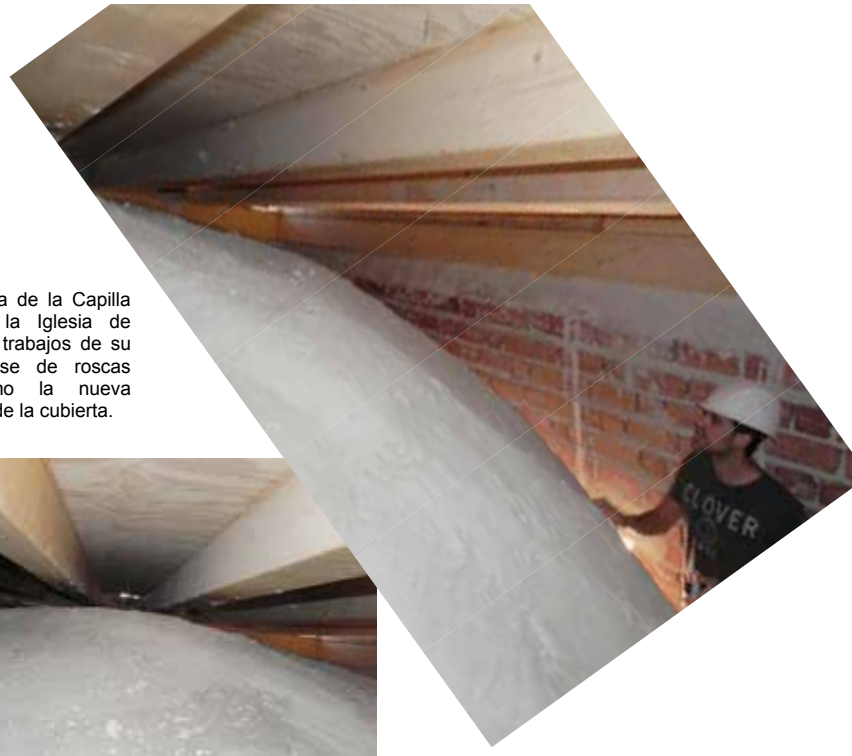


Figura 9.42. La cúpula de la Capilla del Sacramento en la Iglesia de Santiago, durante los trabajos de su reconstrucción, a base de roscas tabicadas, así como la nueva estructura de madera de la cubierta.





Figura 9.43. Trabajos de reconstrucción de la cúpula de la Capilla de la Epístola en la Iglesia de Santiago.

9.5.4. MUROS / PILARES

Figura 9.44. Apeo de los muros del claustro de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen.











Figura 9.45. Distintas fases de la colocación de los apeos en los muros del claustro de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen.





Figura 9.46. Cosido dinámico de la Fachada principal de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen.



Figura 9.47. Estado previo y final de la hoja externa del muro alto de la Girola de la Ex Colegiata de San Patricio.



9.5.5. CONTRAFUERTES / ARBOTANTES



Figura 9.48 Dos momentos de la recuperación de la hoja externa del muro alto de la Girola, contrafuerte , alero y pesebrones de plomo en la Ex Colegiata de San Patricio.









Figura 9.49. Estado previo y final de algunos de los contrafuertes en la Iglesia de Santiago.

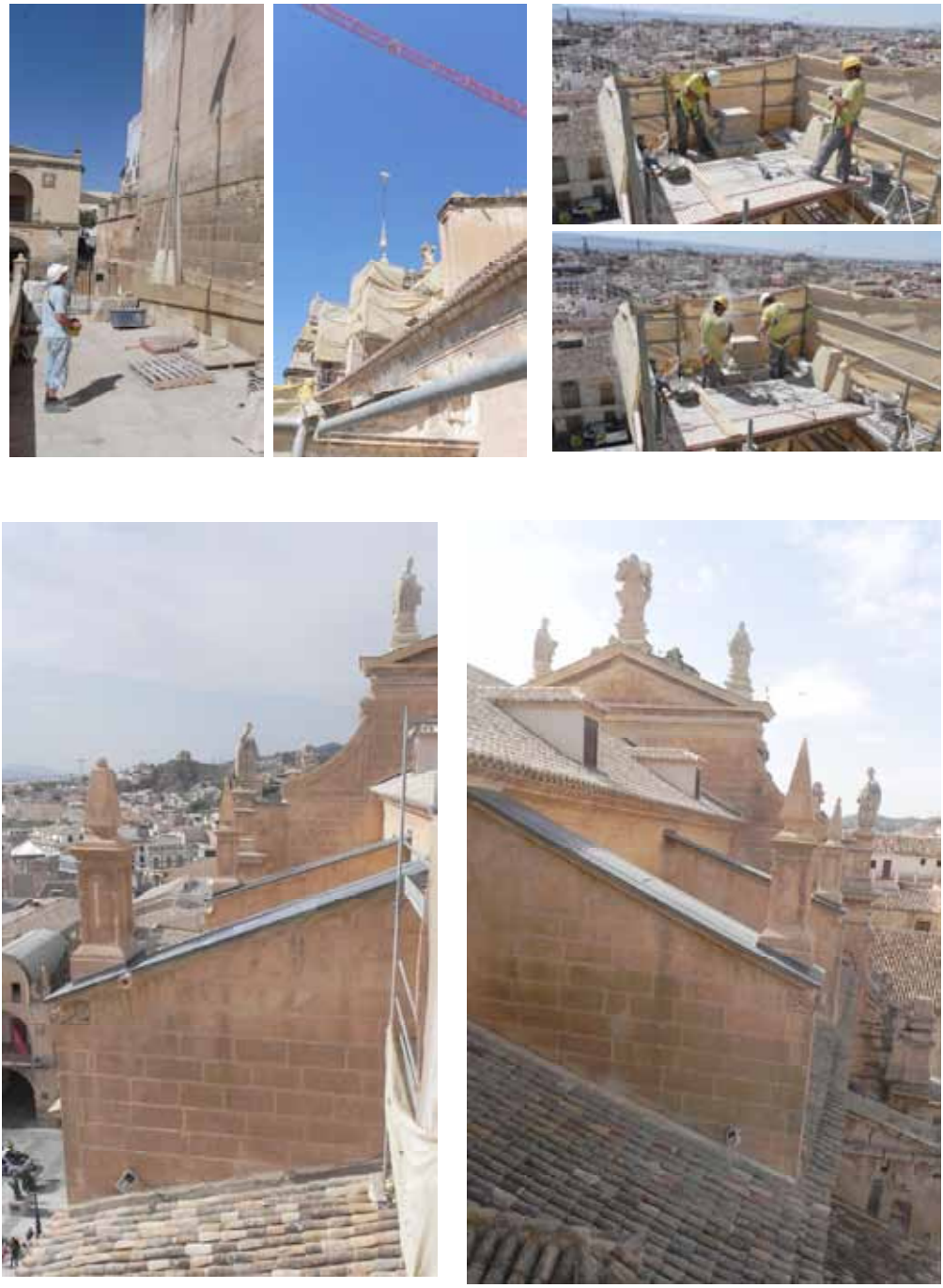


Figura 9.50. Diversas fotografías de la reparación de los contrafuertes en la Ex Colegiata de San Patricio.

9.5.6. FORJADOS / ALFARJES



Figura 9.51. Diversos momentos de los trabajos de saneado de viguetas mediante prótesis de láminas encoladas con resorcina y la recuperación de la capacidad portante de los forjados del Monasterio de San Francisco.





Figura 9.52. Diversos momentos de los trabajos de recuperación de la capacidad portante de los forjados del Monasterio de San Francisco, mediante tornillos berraqueros y capa de compresión con arlita.





9.5.7. CUBIERTAS DE MADERA



Figura 9.53. Diversas fotografías de la reparación de la cubierta de la nave central en la Ex Colegiata de San Patricio.



Figura 9.54. Diversas fotografías del desmontaje de cubiertas de hormigón o metálicas y ejecución de nuevas estructuras de madera en la Ex Colegiata de San Patricio.





Figura 9.55. Diversas fotografías de la estructura de madera en la cubierta de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen.



Figura 9.56. Diversas fotografías de la retirada de las estructuras de hormigón y metálicas y el correspondiente acabado de las estructuras de madera de la Iglesia de Nuestra Señora del Carmen.







Figura 9.57. Diversas fotografías con la recuperación de cubiertas, aleros y emplomados en la Ex Colegiata de San Patricio.

9.6. SUPERVISIÓN ARQUEOLÓGICA DE LOS DESMONTAJES

El seguimiento arqueológico realizado durante las actuaciones de emergencia en los inmuebles del patrimonio cultural de Lorca en el seísmo del 11 de mayo de 2011 ha supuesto la documentación de los restos arqueológicos aparecidos en el transcurso de los trabajos, así como el análisis exhaustivo de dichos elementos con revisión de la documentación histórica y arqueológica disponible, que ha sido utilizada para contextualizar las diferentes zonas y restos arqueológicos en el entorno.

9.6.1. SUPERVISIÓN ARQUEÓLOGICA DEL MATERIAL DESPLOMADO

La retirada de material desplomado ha sido realizada con supervisión arqueológica en las obras de emergencia de la Torre del Espolón y lienzos de muralla del Castillo, Iglesia de Santiago, Iglesia de San Mateo, Iglesias de San Pedro, Santa María y San Juan, Porche de San Antonio, Torre 12 de la Muralla de Lorca en calle Zapatería nº 20 y Panteones Históricos del Cementerio de San Clemente de Lorca.

9.6.1.1. Iglesia de Santiago

Los trabajos de supervisión arqueológica desarrollados durante los meses de junio y julio de 2011 fueron dirigidos por el arqueólogo Clemente López Sánchez[34]. Debido a la dificultad de los trabajos ciertos procedimientos metodológicos no fueron aplicados, primando las medidas de seguridad en cualquier circunstancia. La actuación no se realizó de forma manual en su totalidad ni con un proceso de retirada de las capas superiores sino mecánicamente con observación directa del arqueólogo. En el proceso se obvió la aplicación de unidades estratigráficas ya que la inestabilidad del material desplomado hubiera podido originar desplazamientos. La zona de trabajo fue dividida en 6 áreas: Área 1. Centro del crucero bajo la cúpula. Área 2. Crucero izquierdo. Área 3. Crucero derecho. Área 4. Altar mayor. Área 5. Capilla del Sagrado Corazón de Jesús. Área 6. Capilla de acceso a la cripta de la Iglesia.



Figura 9.58. Iglesia de Santiago. Colapso de arcos, bóvedas y cúpula del crucero.

[34] LÓPEZ SÁNCHEZ, C., 2011. *Informe de Supervisión arqueológica del desescombro de la parroquia de Santiago de Lorca*. Servicio de Patrimonio Histórico. CARM.

Los sillares fueron numerados y medidos para su posible reutilización, obviando los elementos de piedra artificial por su escaso valor y los elementos de yeso por su mayor deterioro. El sistema de numeración ha consistido en: IS por la Iglesia de Santiago, 11 por el año de intervención y finalmente un número comenzando por el 001 hasta el 182. Con la identificación del elemento se describió brevemente su estado de conservación y el área al que pertenecía, la posible marca de cantero, así como la correspondiente documentación fotográfica (Ejemplo IS"11-001: sillar de roca caliza, labrado y moldurado. Estado de conservación bueno. Área1).

Se realizó la extracción de elementos de madera como la imagen de la Inmaculada situada al fondo del altar mayor a la izquierda y los retablos del crucero. El resto de elementos como pinturas sobre lienzo, piezas de bronce, tallas en madera y partes de retablos en madera fueron separados, fotografiados y almacenados para su estudio. Entre otros, han sido extraídos elementos de la imagen de Santiago, una mano de la imagen de la Santísima Trinidad, la imagen de la Inmaculada, la imagen del Corazón de Jesús, dos cuadros con pinturas sobre lienzo, cuatro pinturas sobre lienzo de las pechinas de la cúpula, dos pinturas sobre lienzo de las pechinas y fragmentos de los retablos de madera.

Estos restos ha aportado información acerca del modo de colapso de la estructura. En el sector 1 destaca la localización de parte del tambor, encontrándose en una posición central sin otro material en el estrato inferior, indicando que fue una caída recta. De igual forma sucedió con dos de las pechinas, siendo localizadas las otras dos dispersas en otros sectores. La mayor parte de la cúpula se encontró en el lado izquierdo del altar mayor, con algunos fragmentos en la Capilla del Sagrado Corazón de Jesús.

De la posición del material de desplome es posible concluir que el tambor y cúpula se desplomaron por el colapso inicial de dos de los arcos del crucero, aunque no al mismo tiempo, hacia la bóveda del altar mayor, arrastrando la fábrica de sillería de los muros laterales de la capilla mayor hacia los sectores 5 y 6. La práctica totalidad del desplome se produjo en el interior, cayendo hacia el exterior la zona superior de los muros que conforman el crucero. El desplome del tambor no fue uniforme, separándose en dos partes, uno de ellos con desplome vertical, hundiendo el pavimento en algunas zonas hasta 70 cm.



Figura 9.59. Iglesia de Santiago. Retirada de material desplomado.

Los materiales datados son sillares de roca caliza, ladrillo macizo, vigas de madera, viguetas de hierro y hormigón, así como ladrillo hueco, además de la capa de hormigón de

cubierta. Se han encontrado diferentes técnicas en los elementos estructurales dependiendo de la zona y la cronología. La cúpula estaba construida con un módulo de ladrillo más pequeño a diferencia del resto del ladrillo encontrado.

9.6.1.2. Iglesia de San Pedro

La dirección de la supervisión arqueológica de las actuaciones de emergencia fue realizada por los arqueólogos J. Gallardo Carrillo y J. Merino Gallego[35]. La supervisión se realizó en las remociones del material desplomado como en las zonas con daños estructurales de la iglesia.



Figura 9.60. Iglesia de San Pedro. Desplome del muro de cerramiento en Sector 1.

En esta actuación, los trabajos realizados han consistido en el seguimiento arqueológico de los movimientos de materiales desplomados y selección de elementos con valor arquitectónico para una posterior restauración con recogida de forma manual y posterior saneamiento mediante medios mecánicos. Se llevó a cabo un registro fotográfico para el orden de la actividad arqueológica tomando fotografías generales antes de comenzar los trabajos, de la realización de los mismos y después de concluidos.

Se realizó una sectorización en dos zonas. En el Sector 1 los trabajos se centraron en el desescombro y recuperación de los materiales arquitectónicos pertenecientes tanto al arco ojival como a la pilastra que lo sustentaba. Junto a estos elementos se recuperaron los sillares

[35] GALLARDO CARRILLO, J., MERINO GALLEGO, 2011. *Informe de Supervisión arqueológica del saneamiento y recogida de material arquitectónico de la Iglesia de San Pedro de Lorca*. Grupo Entorno y Vegetación S.A. Servicio de Patrimonio Histórico. CARM

de la bóveda de crucería de la puerta principal de entrada a la iglesia, siendo el material de todas las piezas recuperadas arenisca. Los resultados obtenidos en el área intervenida corresponden principalmente a la nave central.


Murcia
Comunidad Autónoma
Registro elementos arquitectónicos
SERVICIO DE PATRIMONIO HISTÓRICO
ARQUEOLOGÍA
LOCALIZACIÓN
FECHA:
YACIMIENTO: Iglesia San Pedro
Nº de ELEMENTO
0002
MUNICIPIO: Lorca
LOCALIDAD: Lorca
FASE CULTURAL: Bajomedieval 2ª mitad S.XV
DEFINICIÓN: Pilastra
ANTERIOR:
POSTERIOR:
DESCRIPCIÓN
DESCRIPCIÓN GLOBAL: Parte de una pilastra fabricada en arenisca, con acanaladuras (footrefvia que presenta en sus bases marcas de cantería casi su cuerpo.
DIMENSIONES
0'48 m
0'34 m
0'28 m
INTERPRETACIÓN: Pilastra
CRITERIO DE DATACIÓN:
FOTOGRAFÍA:
CROQUIS / PLANIMETRÍA:

Figura 9.61. Iglesia de San Pedro. Ficha Registro Elementos Arquitectónicos (Gallardo Carrillo J. y Merino Gallego, J.)

Toda la información recogida se plasmó en un diario de campo. Los elementos recogidos han pasado a formar parte de un registro de unidades arquitectónicas, con fotografías individualizadas de cada elemento arquitectónico.

9.6.1.3. Panteones del Cementerio de San Clemente

La dirección de la supervisión arqueológica fue realizada por J.A. González Ballesteros y V. López Aguilera[36]. La retirada de los elementos arquitectónicos con peligro de desprendimiento en la zona superior de las fachadas de los Panteones se acopió en pales de madera marcados cada uno con la calle, el número del panteón al que corresponde y el número de palé. Cada elemento arquitectónico fue también numerado de acuerdo con su ubicación en las diferentes calles. Así, para la calle Santa María la numeración comienza en el

[36] GONZÁLEZ BALLESTEROS, J.A., LÓPEZ AGUILERA, V., 2011. *Informe de la supervisión de la obra de urgencia en el cementerio de San Clemente de Lorca.* Grupo Entorno y Vegetación S.A. Servicio de Patrimonio Histórico. CARM

1 y primera centena (EA.1 al EA.126), para la calle San Clemente izquierda, segunda centena (EA.200 a EA.240), para la calle San Juan, cuarta centena (EA.400 a EA.458) y para la calle San Clemente derecha (EA.500 a EA.520).



Figura 9.62. Panteón Cementerio San Clemente. Vuelvo de elementos arquitectónicos.

Finalizado el siglado de los elementos arquitectónicos retirados, se procedió a su protección con porexpan entre piezas y envuelto en su totalidad con plástico, señalando en lugar visible el número de panteón. Para la documentación de cada uno de los elementos se elaboró el registro de unidades arquitectónicas consistente en una ficha por cada elemento donde venía reflejado el número de elemento arquitectónico, localización: fase cultural y calle del cementerio donde se localiza, descripción junto con las dimensiones, criterio de datación, documentación gráfica: fotografía del elemento y fotografía de la fachada del panteón. El número total de fichas realizado fue de 252.


Murcia
Comunidad Autónoma
Registro elementos arquitectónicos
SERVICIO DE PATRIMONIO HISTÓRICO
ARQUEOLOGÍA
LOCALIZACIÓN
FECHA Jul.-Agosto 2011
YACIMIENTO: Cementerio
Nº de ELEMENTO:
520
MUNICIPIO: Lorca
LOCALIDAD: Lorca
FASE CULTURAL: Principios S. XX
CALLE: San Clemente Derecha
ANTERIOR:
POSTERIOR:
DESCRIPCIÓN
DESCRIPCIÓN GLOBAL:
Parte media de una de las paredes del longitudinal. Con dos carreras incisas en ambos lados. (6 hiladas).
Panteón SCD 55
DIMENSIONES
LONGITUD 87 cm
ANCHURA 5 cm
ALZADO 67 cm
INTERPRETACIÓN:
CRITERIO DE DATACIÓN: Cronología aparecida en el panteón
FOTOGRAFÍA:
PANTEÓN:

Figura 9.63. Panteones. Ficha Registro Elementos Arquitectónicos
(González Ballesteros J. A. y López Aguilera, V.)

9.6.2. DESMONTAJE DE ELEMENTOS ARQUITECTÓNICOS

9.6.2.1. Claustro de Santo Domingo

El proyecto de desmontaje del Claustro fue realizado por el arquitecto Juan Carlos Cartagena Sevilla. En primer lugar se realizó una planimetría con numeración y posicionamiento de cada sillar del conjunto acompañado de fotografías para facilitar su inventariado.



Figura 9.64. Claustro de Santo Domingo. Desmontaje de sillares.

El sistema de inventariado y almacenamiento consistió en la numeración de los sillares del claustro en sus tres alzados: el alzado Norte (izquierdo según se observa el conjunto desde la calle), el alzado Este (al fondo), y el Sur (junto a la Iglesia). En cada alzado las distintas filas de sillares se marcaron con letras mayúsculas en orden ascendente desde la A (basas) hasta la N (cornisas). Los arcos partiendo desde la línea de imposta se entendieron como una fila. En el caso de desdoblamiento de alguna fila se utilizó para su nomenclatura la letra minúscula (ejemplo N-b, N-a) en sentido ascendente.

En cada fila se numeró cada sillar siguiendo el sentido de izquierda a derecha, utilizando números árabes y en orden ascendente. (Ejemplo: pieza 1-fila N- alzado Norte o de forma más abreviada: 1-N-Norte). Cada pieza fue marcada con su nomenclatura eligiendo una cara oculta en el futuro montaje. Igualmente se indicó la posición de la pieza marcando en zonas no visibles una vez reubicada, sus caras superior, inferior, principal y revés.

Para cada sillar fue elaborada una ficha indicando: 1. Ubicación según número, fila y alzado, y palet. 2. Estado de conservación describiendo daños y su posible origen (grado de suciedad, disgregación del material, desprendimientos, humedades, fisuras, pérdidas de volumen, contacto con elementos metálicos y los procesos de oxidación derivados). 3. Indicación de posibles actuaciones (limpieza y consolidación, recomposición con injertos de piedra similar a la original, reposición con piezas nuevas). Dicha ficha se completó con fotos de sus caras.

Para el desmontaje del claustro fueron realizados primeramente una serie de arcos formeros de madera. Con el apoyo de plataformas elevadoras y camiones grúa se procedió al descarnado de cornisas y desmontaje de los arcos con el uso de pinzas para las dovelas y esligas para los fustes. Para el desmontaje del cuerpo inferior se abrieron zanjas con medios manuales que liberaron las basas y fustes.

La estructura metálica existente fue eliminada con corte de soplete con apoyo de plataformas elevadoras y camión grúa. Los sillares fueron colocados en palets europeos, hasta completar de tres a cuatro alturas, separando las piezas entre sí con poliestireno expandido. Se numeraron por alzados y se reflejó sobre los planos de alzado la zona correspondiente a cada palet por colores. Cada palet, por tanto, incorporó una ficha con el alzado al que pertenecía y un color especial para su localización sobre plano.

9.6.3. SUPERVISIÓN ARQUEÓLOGICA Y DOCUMENTACIÓN DE HALLAZGOS

9.6.3.1. Torre del Espolón y murallas del Castillo de Lorca

Las diferentes excavaciones arqueológicas que se han efectuado en las obras de emergencia en la Torre del Espolón y murallas del Castillo de Lorca fueron dirigidas por los arqueólogos J.A. Eiroa Rodríguez y J.M. Crespo Valero[37] . Dichas excavaciones han permitido documentar el uso del recinto desde el siglo XII hasta el siglo XIX, así como el hallazgo de algunos elementos del siglo XX y primera década del siglo XXI.

Tras el saneamiento de la coronación de la torre del Espolón, fue retirado el material de desplome alternando los medios mecánicos para retirar los elementos de ladrillo y cascotes de pequeño tamaño con los manuales para los sillares y piedras de gran tamaño que fueron utilizadas para la reconstrucción de la torre. Durante la realización de estos trabajos se efectuó una clasificación de los elementos pétreos recogidos, acopiados en una zona próxima a la Torre para su empleo en las obras de reconstrucción.



Figura 9.65. Torre del Espolón. Desplome de mampuestos en base de la torre.

[37] EIROA RODRIGUEZ, J.A., CRESPO VALERO, J.M., 2012. *Informe final de la supervisión arqueológica de los trabajos de emergencia en la Torre del Espolón y murallas del Castillo de Lorca*. Servicio de Patrimonio Histórico. CARM

La edificación de la Torre del Espolón, finalizada su construcción en el siglo XIV, provocó la destrucción de casi todas las estructuras islámicas. Sin embargo, con las excavaciones realizadas se pudieron documentar elementos constructivos de carácter defensivo de época medieval islámica, como es el lienzo de muralla de tapial situado junto a la Torre del Espolón, con presencia de una serie de 4 aspilleras de carácter defensivo, que no eran observables desde el exterior de la fortificación al estar la cara externa de la muralla revestida de mampostería.



Figura 9.66. Lienzo de muralla de tapial junto a la Torre del Espolón.

La supervisión arqueológica también ha permitido realizar un inventario sistemático de todas las marcas de cantero visibles en dicha estructura defensiva, así como un análisis de la estratigrafía muraria de sus caras. Se han documentado tanto agujeros de poste como marcas de cantería de forma individualizada, mediante fotografías y ubicación en dibujo arqueológico y calcos.

Con las diferentes obras efectuadas en el siglo XIX, se acometieron las reconstrucciones de algunas zonas gravemente deterioradas del castillo, donde en algunos de los tramos de muralla se recreció la muralla de tapial, y en otros fue forrada la cara exterior de la muralla, afectando y distorsionando gran parte de los trazados originales.

Los movimientos sísmicos provocaron numerosos desperfectos en muchos de estos lienzos de la muralla. La supervisión arqueológica efectuada consistió en la vigilancia de los movimientos de tierra necesarios para la restauración y afianzamiento de las estructuras murarias dañadas. El tramo más afectado fue el localizado junto a la explanada, donde se produjo el derrumbamiento de cerca de 17 m de longitud, quedando los restos esparcidos por la ladera del cerro del castillo. Con los trabajos arqueológicos se pudo registrar la presencia de varias fases cronológicas. Así, bajo los diferentes rellenos y derrumbes, se documentó bajo la muralla de mampostería construida en el siglo XIV, una muralla de tapial del siglo XIII.



Figura 9.67. Supervisión arqueológica en lienzo desplomado de la muralla del Castillo.

Estos trabajos realizados han aportado escasa documentación arqueológica, a excepción de los documentos escritos recuperados, un total de 303 fragmentos de papel, en el relleno de otro de los lienzos del recinto. Tras los trabajos de extracción y tratamiento en laboratorio, en colaboración con el Archivo de la Región de Murcia, se identificaron 87 documentos elaborados entre 1622 y de 1903, fechados en su mayoría en el siglo XVIII.

9.6.3.2. Iglesia y convento Virgen de las Huertas

La intervención arqueológica ha sido dirigida por los arqueólogos Ana Pujante Martínez junto con Andrés Martínez y Juana Ponce[38]. Dicha intervención es la ampliación de la excavación de las estructuras islámicas de fábrica califal y la antigua ermita en el interior de la iglesia, descubiertas en el año 1999-2000 durante las obras de consolidación de la escalera del convento.

Los trabajos arqueológicos consistieron en la realización de un total de diez sondeos a los que se les asignó una numeración latina, iniciándose cada unidad de registro con el número de sondeo, quedando clasificado también el contenido de los restos muebles asociados o elementos arquitectónicos estratificados a las unidades correspondientes. Igualmente se realizaron catas en muros en distintos puntos del interior y exterior del edificio.

[38] PUJANTE MARTINEZ, A., MARTINEZ A., PONCE J., 2013. *Informe final de la supervisión arqueológica de los trabajos de emergencia en la Iglesia Virgen de las Huertas de Lorca.* Servicio de Patrimonio Histórico. CARM



Figura 9.68. Iglesia Virgen de las Huertas. Arco islámico polilobulado.

Los sondeos realizados permitieron conocer la continuación del muro islámico vinculado al período califal hacia el lado este, en el subsuelo de la capilla situada frente a la puerta principal. Su fábrica es de sillería coincidente con el resto de la estructura. El muro reproduce cuatro arcos, incluido el descubierto en este sondeo, por lo que es probable que contara al menos con otro más, haciendo el número de cinco, quedando el central destacado y formando el eje del edificio.



Figura 9.69. Iglesia Virgen de las Huertas. Trazado del muro islámico.

A partir del trazado del muro islámico, se pudo documentar nuevas estructuras vinculadas al primitivo convento franciscano. Los restos existentes, como son la puerta principal de cantería gótica que forró el arco islámico polilobulado, el cierre de los demás vanos y la apertura de otros nuevos, muestran que la primitiva iglesia se desarrolló hacia el lado sur, donde actualmente está el claustro.

En la zona sur y oeste del sótano, donde se mantienen los restos islámicos y la huella de la primitiva iglesia, a partir de los sondeos realizados se ha localizado un muro de tapia enterrado en un estrato de inundación. El muro debió de reutilizarse en la primitiva iglesia al encontrarse en su paramento norte una decoración mural. Dichas pinturas probablemente fueron las primeras decoraciones que tuvo la primitiva iglesia, datadas entre finales del siglo XV y principios del XVI.

BIBLIOGRAFIA

ARRIAGA MARTITEGUI, Francisco, et al. *Intervención en estructuras de madera*. Madrid: AITIM Asociación de Investigación Técnica de las Industrias de la Madera y Corcho, 2002. ISBN: 84-87381-24-3.

GAVÍN BONED, Manuel. *Elementos de Construcción*. Madrid: Editorial Dossat S.A., 1943.

ESPASANDIN LÓPEZ, Jesús; GARCIA CASAS, J Ignacio. *Apeos y refuerzos alternativos*. Madrid. Munilla-Lería, 2002. 634 p. ISBN: 84-89150-53-2.

HEYMAN, Jacques. *Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica*. Huerta Fernández, Santiago (ed.) Madrid: Instituto Juan de Herrera, 1995. 399 p. ISBN: 84-7790-213-5

HUERTA, Santiago. *Arcos, bóvedas y cúpulas: geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera, 2004. 623 p. ISBN: 84-9728-129-2.

MARTÍNEZ-DÍAZ, J.J.; RIGO, A.; LOUIS, L.; CAPOTE, R.; HERNÁNDEZ-ENRILE, J.L.; CARREÑO, E.; y TSIGE, M.; (2.002) *Caracterización geológica y sismotectónica del terremoto de Mula (febrero de 1999, Mb: 4,8) mediante la utilización de datos geológicos, sismológicos y de interferometría de RADAR (INSAR).* . Boletín Geológico y Minero, 113 (1): 23-33. Madrid

Martinez-Diaz, J.J.; Rodriguez-Pascua, M.A.; Pérez, R.; Garcia J.; Giner, J.L.; Martin-González, F.; Rodriguez, M.; Álvarez, J.A.; e Insua J.M. (2.011) *Informe Geológico preliminar del Terremoto de Lorca del 11 de Mayo de 2.011. 5,1 Mw.* Instituto Geológico y Minero de España. Madrid

MARTÍNEZ SOLARES, J.M. (2.001) *Los efectos en España del terremoto de Lisboa -1 de noviembre de 1755*- Dirección General del Instituto Geográfico Nacional. Madrid

MUÑOZ A. Y CIRUJANO C. Conclusiones de las Jornadas de Patrimonio en riesgo. El seísmo de Lorca. 2.011. *Revista Cultural de España,* 6. 15-17

MAS-GUINDAL LAFARGA, Antonio José. *Mecánica de las estructuras antiguas ó cuando las estructuras no se calculaban*. De Miguel Rodríguez, José Luis (prol.). Madrid: Munilla-Lería, 2011. 271 p. ISBN: 978-84-89150-90-4.

MORENO GARCÍA, F. *Arcos y Bóvedas*. 2ª ed. Barcelona: Ediciones CEAC S.A., 1961.172 p. D. L.: B-3202 1961.

RIVERA BLANCO, Javier. *De varia restauratione: teoría e historia de la restauración arquitectónica*. García-Otero, Juan María (prol.). Valladolid: R&R Restauración y Rehabilitación, 2001. 206 p. ISBN: 84-88337-30-2.

SEGADO BRAVO, Pedro. *La Colegiata de San Patricio de Lorca: arquitectura y arte.* 1ª ed. Murcia: Universidad de Murcia, Servicio Publicaciones, 2006 202 p. ISBN: 978-848371-645-8

SEGADO BRAVO, Pedro. *Lorca Barroca: arquitectura y arte.* 1ª ed. Murcia: Universidad de Murcia, Servicio de Publicaciones, 2012. 472 p. ISBN: 978-84-8371-613-7.

Segado Bravo, P. (2.007). *La Colegiata de San Patricio de Lorca)*. Servicio de Publicaciones de la Universidad de Murcia

ARTICULOS EN PUBLICACIONES

DE LA HOZ MARTINEZ, Juan de Dios. *Alberca. Revista de la Asociación de Amigos del Museo Arqueológico de Lorca.* Nº 10 (2012) "La restauración de la iglesia de San Mateo en Lorca tras el terremoto de mayo de 2011" p. 207-224; "Comportamiento de la ex colegiata de San Patricio en Lorca durante el terremoto de mayo de 2011. Actuaciones de emergencia y restauración" p. 225-246; "Análisis de la iglesia de Santiago en Lorca (Murcia) tras el terremoto de mayo de 2011 y propuestas para su recuperación" p. 247-276; "Iglesia de Nuestra Señora del Carmen, Lorca" p. 309-312.

DE LA HOZ MARTINEZ, Juan de Dios. "Efectos del terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011. Análisis de emergencia y enseñanzas futuras". Boletín Geológico y Minero. Vol. 123 Nº 4 (Octubre – Diciembre 2012) p. 515-536.

GARCÍA MAYORDOMO, J. *Breve reseña sobre la Peligrosidad Sísmica en la Zona de Lorca.* Incluido en el anexo 1 del Informe Geológico preliminar del Terremoto de Lorca del 11 de Mayo de 2.011. 5,1 Mw. Instituto Geológico y Minero de España. Madrid (2.011)

ARTICULOS EN PUBLICACIONES ELECTRÓNICAS

DE LA HOZ MARTINEZ, Juan de Dios. "Terremoto en Lorca: consecuencias y actuaciones sobre el patrimonio religioso". *Patrimonio Cultural de España* [en línea]. 2012, Nº 6 [ref. de 2014-02-17] p. 107-121. Disponible en Internet:
<http://www.mcu.es/patrimonio/docs/MC/IPHE/PatrimonioCulturalE/N6/PCE6_Revista.pdf

10. DEMOLICIONES PARCIALES Y MEDIDAS DE SEGURIDAD

Enrique Mora Vieyra de Abreu
Ingeniero de Edificación. Master en Patología de Edificación. COAATIEMU.

Pedro Sánchez Gálvez
Arquitecto Técnico. COAATIEMU

Nuria Rosa Roca
Ingeniero de Edificación. COAATIEMU.

10. DEMOLICIONES PARCIALES Y MEDIDAS DE SEGURIDAD

En estos apartados, vamos a recordar y analizar los motivos para demoler una edificación, que determinación podemos tomar en función del estado del edificio en cuestión, que técnicas conocidas podemos emplear continuación los riegos que podemos tener tanto en la propia demolición, como a terceros y por último que protecciones podemos adoptar.

10.1. CONCEPTOS BASICOS SOBRE DEMOLICIONES

Vamos a tratar sobre una serie de conceptos sobre la demolición de una edificación total o parcialmente y empezaremos por los motivos que existen en nuestra legislación para intervenir en una demolición.

10.1.1. MOTIVOS PARA DEMOLER UN EDIFICIO

Los motivos que pueden conducir a la demolición de una estructura pueden ser diversos. Estas razones pueden estar ligadas a:

1.- Para construir un edificio nuevo

Este es el caso normal de un particular que adquiere una finca, donde existe una edificación y desea derribarla para edificar de nuevo sobre el solar resultante.

El permiso del derribo lo otorgan los correspondientes Ayuntamientos, para ello es necesaria la documentación ya reseñada anteriormente.
(Proyecto de Derribo + Estudio Seguridad + Memoria ambiental + Estudio Gestión Residuos).

2.- Ruina económica

Queda definida por el TRLS en su art. 247. 2.a) en el que se enuncia que: ***"Cuando el coste de las obras necesarias sea superior al 50% del valor actual del edificio o plantas afectadas, excluido el valor del terreno"*** **se declarará estado ruinoso".**

Este supuesto tiene por finalidad poner un límite al deber del propietario de mantener la edificación en condiciones de seguridad, salubridad y ornato público y este deber, que forma parte del contenido normal del derecho de propiedad, cesa cuando no resulta socialmente justificado hacer un gasto que pueda tacharse de desproporcionado en atención al estado actual, no pretendiendo reaccionar ante una situación de peligro.

3.- Ruina Urbanística

Sobre este supuesto regulado en el art. 247 del TRLS 92, en virtud del cual se

declaraba el estado ruinoso **cuando se requería la realización de obras que no pudieran ser autorizadas por encontrarse el edificio en situación de fuera de ordenación,** se encuentran escasos pronunciamientos en las sentencias que en los últimos años han dictado los Tribunales Superiores de Justicia.

4.- Ruina Técnica

Queda definida por el TRLS en su art. 247. 2.a) en el que se enuncia que: "**establece el supuesto de ruina técnica por agotamiento generalizado de elementos estructurales o fundamentales**.

Esta redacción viene del art. 183.2.a) del T.R.L.S. del 76 que habla del daño no reparable técnicamente por medios normales y que sustituye en varias Comunidades Autónomas al art. 247.2 del T.R.L.S. del 92

5.- Ruina Inminente

Como consecuencia de la Ruina técnica, El riesgo de colapso de la estructura.
Si existiere urgencia y peligro en la demora, el Ayuntamiento, por motivos de seguridad, dispondrá lo necesario para asegurar la integridad física de los ocupantes y de terceras personas.

Esta situación se puede presentar por errores o inadecuación de proyecto, construcción, materiales (ya sea de partida o por problemas de durabilidad de los mismos), o por catástrofes naturales, terremotos, inundaciones, etc. Ello puede representar una disminución de los coeficientes de seguridad y, consecuentemente, plantearse la necesidad de demoler por la seguridad insuficiente observada.

6.- Reivindicación de valores históricos

Esta situación se puede dar en la propia estructura o en las existentes en el entorno. Así nace la recuperación de los centros históricos de nuestras ciudades, en los que se puede actuar con rehabilitaciones de las estructuras con valor histórico (incluyendo demoliciones parciales en las mismas) o bien en la demolición de estructuras adyacentes sin ese valor para resaltar aquellas que sí lo tienen.

7.- Reutilización de los materiales

Una de las directrices de este final de siglo, característico de la sociedad actual y previsiblemente futura, es la protección del medio ambiente. Tal como señalan De Pauw y Vyncke (1994), un elemento fundamental de este planteamiento es la reducción del consumo de energía y la reducción de materiales de desecho. Ello da lugar al denominado "Desarrollo sostenible" U.N. (1987), tan al día en los planteamientos políticos y medioambientales, recogidos en numerosas directrices europeas de distinto ámbito.

La industria de la construcción, como productora de residuos, está inmersa, asimismo, en este planteamiento. Los trabajos realizados por la EDA (1992), señalan que los residuos generados por el sector de la construcción en la Europa Occidental son aproximadamente entre 0,7 y 1,0 toneladas por habitante y año. Este valor resulta el doble de los residuos municipales generados en análogas condiciones. Dicho estudio señala, asimismo, que para el año 2000, la cantidad de residuos generados en la construcción y demolición serán de 215 millones de toneladas, de las cuales casi 175 serán procedentes de la demolición y 40 procederán de la construcción.

Esa importante cantidad de residuos, añadida a la necesidad de reducir energía, lleva a realizar un planteamiento conjunto, donde la demolición y la reutilización de los residuos generados en la misma, forman parte de un proceso común no separado. Esta es pues la razón principal de su estudio e inclusión en este documento.

10.1.2. DEFINICIONES CONCEPTUALES

Desconstrucción:

Desconstrucción, es el conjunto de acciones de demolición de una construcción que hacen posible un control de los residuos (que pueden ser tóxicos), y un alto nivel de recuperación y aprovechamiento de los materiales clasificados, con el objetivo de reincorporarlos en nuevas construcciones.

La desconstrucción, como término más globalizador de la antítesis de la palabra construcción, pretende disminuir el impacto ambiental de las actividades y productos resultantes del conjunto de operaciones realizadas durante la demolición de las construcciones. Con el objetivo de:

- Disminuir la cantidad de nuevos productos que se vayan a fabricar.
- Reducir los volúmenes de residuos inertes que se incorporen innecesariamente a los vertederos.

Esto es, economizar recursos naturales y energía, así como reducir la contaminación mediante la reducción del vertido.

Demolición:

Son todas aquellas actuaciones realizadas en una edificación que se encaminan hacia la desaparición parcial o total de la misma en la ubicación donde se sitúa y el traslado posterior de los productos resultantes (materiales, elementos) a un vertedero.

Este concepto es, desde el punto de vista de ejecución técnica, el más usual de los que se utilizarán, comprendiendo a los otros posteriores (derribo, desmontaje). Esta definición, además de aceptar la posibilidad de actuar sobre una parte de la edificación o sobre toda ella, lo que daría lugar a una demolición parcial o total de la misma, tiene un carácter espacial (consideración de distintas fases asociadas a diferentes espacios).

Derribo:

Dentro de las actuaciones englobadas en la demolición, son aquellas destinadas, en general, hacia una destrucción total de la construcción de la que se obtienen unos residuos no clasificados.

La técnica de destruir la edificación, no tiene por qué ser la inversa a la realizada durante la construcción de la misma. Usualmente, esta acepción se asocia a una demolición de toda la edificación, con técnicas masivas, poco especializadas.

Desmontaje:

Son aquellas actuaciones específicas en las que se demuele la edificación por

elementos, en forma prácticamente inversa a la que fueron construidos los elementos de dicha edificación.

Los residuos generados, en general, clasificados, pueden ser reutilizados de forma diferencial, e incluso llegar a montar de nuevo la estructura (caso de ser metálica), en otra edificación.

Desmantelamiento:

En este concepto se pueden incluir aquellas actuaciones encaminadas a desmontar las instalaciones y elementos no estructurales, incluidos en la demolición. Esto es, se da un carácter no estructural a las operaciones incluidas en esta etapa.

10.1.3. ANÁLISIS PREVIO PARA REALIZAR UNA DEMOLICIÓN

Son muchos los factores que influyen en la elección del método o combinación de métodos apropiados en un derribo. Por ello es preciso desarrollar una serie de estudios y actividades encaminadas a conocer las características constructivas del edificio que se va a derribar, su estado, su estado, el de los edificios colindantes y el entorno.

Hay que considerar en el momento de realizar un PROYECTO DE DEMOLICION, que no todos los Ayuntamientos tienen unidad de criterios respecto de las ordenanzas locales que se deben cumplir, por lo que habrá que conocer las especificas del lugar donde se va a realizar las obras de Demolición.

Se debe conocer la ordenanza local que restringe los horarios de trabajo, las posibles exigencias ambientales sobre producción de ruidos, polvo, fuegos y humos así como la evacuación de las aguas residuales.

Se debe conocer el volumen máximo de escombros permitido en el lugar y los horarios de evacuación de los mismos, así como las posibles restricciones de almacenamiento.

Restricciones de horario, pueden originarse también por las Ordenanzas Locales, el horario de acceso de maquinaria pesada o de vehículos para el transporte de escombro y también productores de ruido

10.1.3.1. Estado y reconocimiento del edificio

Para el buen reconocimiento de un edificio en el que son patentes las lesiones, y teniendo en cuenta que se va actuar sobre una estructura cuya morfología y estado son normalmente desconocidos, es importante determinar el estado de **RUINA** del mismo, bien sea total, parcial, o inminente, y obtener el mejor estudio posible, que de una u otra forma conllevará a tomar decisiones sobre el estado de la edificación y la forma de realizar el derribo.

Cuando el edificio aparentemente esté en buen estado, hay que comprobar que no tiene lesiones que puedan influir en las medidas de seguridad y en la elección del sistema de demolición y/o derribo.

Los edificios en buen estado también pueden ser objeto de derribo o en su caso de un cambio de emplazamiento.

De igual forma habrá que tener en cuento la edad del edificio, no sólo por consideraciones técnicas de la época de su construcción, sino también por los posibles peligros que traen consigo estructuras antiguas y/o especialmente deterioradas.

Suele ser también un buen indicativo del estado del edificio, la empresa constructora que lo construyó y el equipo técnico que realizó el proyecto y llevó la dirección facultativa de su construcción, actualmente ésta posibilidad es difícil de conocer.



Figura 10.1. Edificio en el Carmen.

Se deben tener en cuento la edad y condiciones de las propiedades vecinas, (medianeras), especialmente si se precisan apeos o algún tipo de protección especial.

En estos casos debe hacerse una revisión detallada de los muros colindantes y definir mediante Actas Notariales, el estado de las edificaciones medianeras, la responsabilidad de las partes de acuerdo al estado de dichos elementos.

En resumen, se deberá inspeccionar los siguientes aspectos:

- Antigüedad del edificio y técnicas con las que fue construido.
- Características de la estructura inicial con la que fue ejecutado el edificio: metálica, madera, hormigón, de fabrica o mampostería, etc.
- Identificación de las modificaciones o variaciones más importantes que apreciamos que ha podido sufrir con el paso del tiempo: reformas, apertura de nuevos huecos, ampliaciones de planta, etc.
- Reconocimiento y estudio del estado actual que presentan dichos elementos estructurales, su estabilidad, lesiones, etc.
- Estado actual de conservación de las diversas instalaciones del mismo.
- Análisis del edificio en su entorno, es decir, edificios medianeros y su estado actual, vías de tránsito, acceso de maquinaria y medios de evacuación de materiales.

Con todos los datos obtenidos del reconocimiento del edificio se podrá definir en el proyecto de demolición una forma más precisa la manera de organizar los trabajos y los procedimientos de demolición y seguridad a adoptar, lo cual implicará unos costos y una documentación especifica, plasmada en el propio proyecto.

10.1.3.2. Uso previo del edificio

El uso previo del Edificio influirá de forma determinante en los métodos y en los tiempos del DERRIBO.

No se pueden considerar de igual manera un edificio de oficinas y otro de viviendas, o un centro sanitario o una nave industrial, puesto que las acciones consideradas en el cálculo han sido distintas y los materiales básicos, elementos constructivos e instalaciones presentan diferencias importantes. Estas **circunstancias influyen** en la planificación del derribo y/o demolición y en el método de trabajo a realizar.

El uso mismo puede ser un indicativo claro de la facilidad del proceso de derribo o de su complejidad, en el caso de existir instalaciones especiales, líquidos volátiles, o materiales inflamables, químicos o radiactivos, con alto riesgo para el personal.

Generalmente, las acciones externas a las que ha sido sometido un edificio y las modificaciones del mismo que no quedan reflejados en ningún documento y son fácilmente olvidados, pueden ser causa de grandes daños en lo estructura.

Estos agentes externos son en su mayoría casos aislados y fortuitos, como bombardeos, explosiones de gas, sismos, incendios, etc. aunque hay otros más habituales y por tanto más fáciles de olvidar, es el caso de los reformas de sectores del edificio o las ampliaciones por necesidad de espacio o por cambio de uso, que pueden introducir elementos estructurales nuevos en lo antigua estructura con diferente comportamiento, así como instalaciones especiales.

Antes o durante los propios trabajos de demolición deben adoptase entre otras medidas la siguiente:

Desinfección y desinfección de los locales del edificio. Se hará en las partes que sea necesario, por haber habido en algún Local almacenes de productos tóxicos, químicos o dependencias que hayan albergado animales; en definitiva, locales donde se hayan podido albergar parásitos.

Los sótanos donde pueden albergar roedores.

Cubiertas que suelen anidar pájaros, avispas o otros insectos en grandes cantidades.

Deberán también desinfectase los edificios que hayan sido hospitales clínicos, residencias o centros de atención primaria, etc.



Figura 10.2. Demolición del Hospital Provincial. Murcia.

10.1.3.3. Naturaleza del terreno

Para la elección **del Sistema de DEMOLICION** adecuado se debe conocer la naturaleza del solar, no solamente para elegir y prevenir sensibles daños a la maquinaria utilizada en el derribo, sino también para evitar daños a las edificaciones colindantes o medianeras.

Un caso concreto es el de los terrenos arcillosos o limosos y no cohesivos de baja densidad, en los que se pueden producir **asientos diferenciales o descalces** parciales de los edificios próximos por variación de las cargas, vibraciones o empujes causados durante los trabajos de derribo.

Es conveniente prever dentro del presupuesto del derribo, una partida para seguros de: **"Daños a terceros",** con el fin de compensar los posibles daños causados y reclamados por posibles demandas de vecinos cuyas propiedades se han visto afectadas, bien por la onda de choque de un derribo con explosivos, por los daños causados por lo o vibración de la maquinaria pesada, asientos, originados por descalce de cimientos, etc.

10.1.3.4. Cimientos, sótanos, depósitos subterráneos, propios y/o medianeros

Los cimientos, como parte integrante de la Estructura merecen una atención especial en derribo del edificio, al igual que los sótanos y los depósitos subterráneos.

En estos casos debe hacer una revisión cuidadosa tanto en el edificio que vamos a demoler como en las edificaciones adyacentes o medianeras, evitando filtraciones de líquidos peligrosos o posibles daños estructurales.

Debemos tener en cuenta, la ubicación de sótanos o depósitos enterrados. La posición, profundidad y tipología de estos elementos debe ser identificada para tomar las medidas de seguridad correspondientes en cada caso.

Los tanques subterráneos más frecuentemente encontrados son los destinados a almacenamiento de combustible líquido. Estos depósitos deben ser desocupados y **llenados con agua** cuando el edificio esté totalmente vacío para evitar incendios o explosiones.

Los aljibes o depósitos de agua de lluvia abandonados, próximos a la edificación o en su interior, se debe de proceder o a quitarlos o rellenarlos de zahorras u otros materiales.

En una demolición, lo aconsejable es demoler el edificio a cota cero, y cuando se realice la obra nueva actuar sobre la cimentación, en el caso de actuar sobre la antigua cimentación, una vez analizado el entorno, se procederá al relleno con zahorra artificial u otro material en sustitución de la antigua cimentación, volviendo a dejar la zona en su estado original.

10.1.3.5. Tipo y estado de la estructura a demoler

Se debe prestar especial interés al diseño estructural, analizando la interdependencia entre los distintos elementos constructivos que forman la estructura, elementos verticales y horizontales, que conjuntamente mantienen la estabilidad estructural del conjunto. De este modo, no ha de extrañar que el estado aparente que presenta un edificio a demoler difiera bastante de su estado real, y que la forme en que esté trabajando la estructura, o mejor aún, los elementos o piezas de estructura que realmente trabajan.



Figura 10.3. Demolición de edificio medianero.

En algunos edificios existen muros aparentemente no portantes y sin embargo, son los encargados de mantener parte de dicha estabilidad, por lo que **no se pueden eliminar** sin tomar antes las precauciones debidos.

Al derribar o demoler estructuras metálicas, hay que tener en cuento que las condiciones de trabajo suelen ser distintos de las que se han tenido en cuenta en el cálculo del elemento estructural.

Esto puede dar lugar a aumentos considerables de tensión de modo brusco y fortuito, nos olvidamos frecuentemente que estos elementos se someten a tracciones antes de la soldadura final, del remache o del ajuste de las conexiones, estas tensiones, sumadas a las causadas por los **desmontajes pueden producir roturas** de algún elemento durante el proceso de derribo con los correspondientes riesgos de accidente o de daños parciales.

Hasta ahora se tiene muy poca práctica en la demolición de estructuras pretensadas, por lo que es preciso conocer el sistema de tensado y construcción antes de tomar cualquier decisión.

Todo corte o demolición del hormigón debe hacerse bajo la inspección de un técnico especializado en este tipo de estructuras y sólo en los puntos que él seleccione. Las tensiones de cálculo a los que están sometidos las armaduras pueden incrementarse bruscamente durante el derribo por una maniobra incorrecto y originar lesiones a los operarios, u otros accidentes.

> Se debe considerar el número de plantas sobre y bajo rasante, que permitirán determinar con cierta aproximación los volúmenes y técnicas adecuadas para el derribo y la demolición, así como la influencia en la carga y transporte de los escombros.

10.1.3.6. Aprovechamiento de materiales y/o elementos constructivos

Pueden existir en la edificación que se derriba elementos cuyo valor de reutilización sea rentable.

Estos materiales pueden ser recuperados por su valor en sí mismo, ya que son materiales que hoy no se fabrican y sin embargo existen demandas de ellos para reparación; otros materiales pueden tener un valor artístico, histórico o afectivo que justifican totalmente su recuperación.

Algunos elementos son recuperables por su importancia obvia, pero es sorprendente como son destruidos un gran número de elementos constructivos cuando con un poco de imaginación podrían ser reutilizados posteriormente.



Figura 10.4. Elementos a recuperar.

10.1.4. CONDICIONES DEL ENTORNO DE LA EDIFICACIÓN A DEMOLER

Para la elaboración de PROYECTOS DE DEMOLICION deben tenerse en cuenta:

- La situación del mismo y ubicación donde se encuentre, zona urbana o rural
- El tamaño de la población en la que se encuentra
- El entorno, etc.

Como es obvio, no se puede hacer un planeamiento igual para un edificio entre medianeras el centro del casco antiguo de una población, que para un edificio aislado en los afueras. Su situación influirá notablemente en el presupuesto final, tanto por la variación del rendimiento y tipo de la maquinaria que pueda utilizarse, como por las posibles demoras ocasionadas por daños a colindantes, restricciones viales de horario de trabajo o de entrada y salida de vehículos.

Es fundamental establecer correcto medidos de prevención referentes a los colindantes o medianeros para evitar así posibles daños posteriores, con sus correspondientes problemas legales, que retrasarán de forma importante la realización de los trabajos.

Conviene levantar ACTAS NOTARIALES del estado exacto de dichos edificios respaldadas por fotografías y por algún estudio o Informe técnico si fuese necesario, sobre todos en los edificios entre medianeras.

Hay que considerar como parte del entorno todos los elementos vegetales que lo componen, árboles de gran tamaño y otros tipos de vegetación, para así determinar su posible permanencia o su retirada provisional, dando instrucciones precisas sobre su conservación y protección. Como protección mínimo de un árbol debe colocarse una barrera o un cerco situado a una distancia mínimo de 1,00 m del tronco del árbol, manteniendo además una constante supervisión sobre el estado de dichos protecciones.

El GESTOR AUTORIZADO, deben conocer y aplicar la normativa general existente, la normativa de cada comunidad autónoma y los normas locales promulgados por el ayuntamiento correspondiente.

10.1.4.1.- Relación de instalaciones urbanas

La situación exacta de todos los servicios debe ser conocida, y cuando sea posible se representará sobre un plano actualizado del terreno, las redes de agua, alcantarillado, electricidad, telefonía, gas, alumbrado, señalizaciones, semáforos, arbolado, etc.

Todos los servicios que no vayan a ser utilizados en lo nueva edificación deben ser **anulados,** retirados, taponados o desviados para dar continuidad a la red urbana.

No se procederá a la demolición en tanto las compañías suministradoras de los diversos servicios no hayan eliminado las correspondientes acometidas.

Los elementos tales como, cables, drenajes, tuberías de servicios o galerías que crucen el terreno, deben ser protegidos y señalizados paro evitar daños. Todos estos elementos y servicios, deben ser trasladados antes de comenzar el derribo; solamente si esto no es posible se adoptarán las medidas de protección indicadas.

En general, deben anularse todas las acometidas de servicios al edificio que se derriba (agua, alcantarillado, gas, electricidad, telefonía...) y solicitar las acometidos provisionales necesarias para la ejecución del derribo.

Entre los servicios afectados se pueden citar:

- Líneas de comunicación: teléfonos, balizas aéreas que pueden depender de la compañía Telefónica, de telecomunicaciones, de Aviación civil, de RENFE e incluso de propietarios privados.
- Las acometidas de Líneas eléctricas, aéreas o enterradas siempre deberán ser condenadas, pidiendo en caso necesario una toma independiente para el servicio de obra y nunca aprovechando la existente por el peligro que puede representar el corte o contacto con cables de la instalación a lo largo de los trabajos de demolición, con el consiguiente riesgo por accidente por contactos eléctricos.
- Redes subterráneos de agua, alcantarillado y combustibles, vapor, etc. Es conveniente cerrar la acometida de saneamiento o alcantarillado general del edificio a la red, para evitar las posibles emanaciones de gases por la red de saneamiento.
- La acometida de agua potable la podremos mantener para surtirnos en el transcurso de la demolición, pero a ser posible por mangueras independientes de la instalación del edificio, para evitar riesgos de cortes de tuberías e inundaciones.
- Galerías de servicios
- Aunque no se consideran servicios, existen algunas instalaciones especiales que también deben retirarse por su mayor o menor grado de peligrosidad. Por ejemplo, los posibles depósitos de combustible deberemos cerciorarnos que se encuentras vacíos al comenzar la demolición.
- Antiguas fábricas militares en las que se encuentran galerías con restos de material explosivo, es el caso de los Maestranzas de artillería y los polvorines
- Depósitos de residuos químicos, de residuos industriales o de residuos nucleares
- La evaluación del precio y el plazo para la realización de estas actividades suele ser complejo y difícil

10.1.4.2. Accesos y deterioro medioambiental

Una de las consideraciones más importantes que se debe tener en cuento en la elección de los métodos de DERRIBO Y DEMOLICIÓN y en la programación de la obra, es el impacto medioambiental.

Los métodos tradicionales de Derribo y Demolición originan molestias de ruido, vibraciones, humos y polvo a vecinos y transeúntes, pero el agua o el fuego raramente han sido causa de problemas que originen un molestar o incluso pueden llegar a paralizar la obra.

Las quejas más comunes presentadas por los vecinos de las obras de demolición se refieren al polvo producido, a los ruidos y a la presencia de hogueras en el solar. Estas quejas pueden dar lugar, a **interdictos** que los que suelen generar la paralización de las obras, con los consiguientes perjuicios económicos, cumplimiento de plazo.

- Desvío o el cierre temporal de aceras o de calzada, es preciso realizar los correspondientes trámites ante la autoridad competente, evitando así retrasos posteriores normalmente será preciso una autorización municipal.
- Accesos y espacios para acumular los escombros, así como el espacio suficiente para garantizar la maniobrabilidad de la maquinaria tanto en el solar como en el exterior.

- Polvo ambiental como consecuencia del derribo por el procedimiento de derribo y la carga de escombro pueden ser considerables y causar problemas muy particulares, sobre todo en sitios cerrados, por lo que se debe tener un suministro constante de AGUA, para regar los escombros continuamente, evitando de ésta forma el desprendimiento del mínimo polvo.
- Ruido como consecuencia del uso de martillos neumáticos y compresores. El ruido continuo producido por las obras de Demoliciones, debe de exigir unas restricciones en los horarios de trabajo, realizándolo por iniciativa propia del Gestor de residuos, o por la propia administración.

10.1.4.3. Desbroce y limpieza

Antes de comenzar los trabajos de derribo, es conveniente efectuar una limpieza general y un desbroce de los terrenos del solar que no están ocupados por lo edificación, como posible zona de acopios. A los árboles que no esté previsto que sean conservados se eliminarán, y se trasladarán a vertedero controlado.

10.1.4.4. Drenajes

Durante el proceso de derribo es importante disponer de sistemas de evacuación de las aguas residuales procedentes de los sistemas de refrigeración de las máquinas de corte, así como para la utilizada en lo limpieza del solar, el riego de escombros y basuras y lo reducción de polvo. El sistema de drenaje durante el derribo debe ser sencillo y superficial, habitualmente zanjas perimetrales conducidas a sumideros, ya que durante la excavación posterior se perderá toda la infraestructura de drenaje ejecutado para atender el derribo.

10.1.5. DESCONTAMINACIÓN. ELIMINACIÓN DE MATERIAS ESPECIALES

Antes de proceder al derribo, en los locales donde se prevé se han tratado sustancias tóxicas (industrias químicas y similares), deberá hacerse un análisis de las tierras contaminadas, de los muros y otros elementos constructivos donde se presuma que las sustancias tóxicas han tenido contacto. A la vista de los resultados de estos análisis previos deberá programarse si es preciso realizar un tratamiento anterior a las obra de derribo, pero sobre todo habrá que determinar la forma de retirar estos escombros y especialmente donde realizar los vertidos teniendo en cuenta los vertederos especiales para que las sustancias contaminantes no dañen el entorno ecológico. Un ejemplo reciente ha sido la retirada de tierras contaminadas en la Factoría de la Multinacional BAYER.



Figura 10.5. Elementos a descontaminar: Depósitos y bajantes de fibrocemento (amianto)

Materias Potencialmente Peligrosas

Estas materias se clasifican según sus características: **Inflamables, Tóxicas, Corrosivas, Irritantes y Reactivas.**

Pueden considerarse peligrosas cuando los niveles mínimos alcanzan una amenaza potencial a la salud humana, organismos vivos o al medio ambiente.

Los compuestos químicos que componen estas sustancias son los siguientes:

Sustancias	Origen
Plomo	**Superficies pintadas, tubos, laminados**
Amianto	**Materiales aislantes**
Mercurio	**Superficies pintadas**
Creosota	Madera tratada a presión
Pentaclorofenol	Conservantes de la madera
Compuestos de arsénico	Madera tratada a presión
Urea	
Fenol	Chapas, laminados de madera contrachapada, cartón
Formaldehído	
Naftalina	
Arseniato de cobre cromado	

a. Plomo

La pintura que tenga su origen antes de los años 70, contendrá algo de Plomo. Hay pocas pinturas aun de origen posterior que carezcan totalmente de plomo.

La eliminación del mismo se consigue por incineración a temperatura elevada, en incinerador autorizado, efectuado por Empresas especializadas en la eliminación de residuos.

b. Líquidos inflamables y botellas butano

Se almacenarán los líquidos en contenedores homologados, y las botellas de butano se cerrarán las válvulas y tanto uno como otro se retirarán del edificio a demoler antes del inicio de las obras.

c. Amianto

Siempre que sea posible deberá eliminarse el amianto antes de comenzar la demolición, pero si el edificio es muy grande podrá resultar necesario realizar simultáneamente ambas operaciones en zonas separadas.

La rotura de las placas de amianto causa problemas de salud, principalmente, si implica la eliminación de grandes cantidades. Las placas de amianto en buenas condiciones deberán retirarse enteras. Cuando las placas están en malas condiciones y se producen escombros, deberán recogerse sin manipularlos ni trocearlos innecesariamente. Se retirarán de la zona, sin

mezclarlos con otros escombros, se pondrán en un contenedor cerrado provisto de cubierta protectora y se llevarán a un vertedero apropiado.

Los techos se mantendrán húmedos, rociándolos con agua y los escombros también se rociarán hasta su retirada. La zona donde han estado ubicados los escombros deberá limpiarse con aspirador homologado, provisto de filtro de gran rendimiento.

Durante el trabajo con amianto cemento, deberán suministrarse respiradores bronco nasales y monos de trabajo desechables.

Resumiendo, los métodos de extracción del amianto son dos:

Seco: Produce más concentración de polvo, obliga al mantenimiento diligente del recinto y utilización de equipos respiratorios. Limpieza final es más sencilla que por el húmedo. 80-100 Fibras/ml.

Húmedo: Reducen la concentración de polvo en suspensión, pero incrementan los trabajos de limpieza final. Es problema la eliminación del agua contaminada. 5-40 Fibras/ml. Impregnación completa 1-5 Fibras/ml.

Amianto y Asbesto son nombres comerciales de un mineral fibroso del grupo de la Serpentina o de los Anfiboles. Es un silicato de magnesio hidratado (crisótilo) $(Si_2 0_5) Mg_3$Las fibras presentan un $\varnothing$ exterior de 250 A.

El comportamiento térmico de este material consiste que de 600° a 700° C expulsa el agua estructural, si seguimos elevando la temperatura, alrededor de los 800° C., Tenemos la reacción $4 H_2O$

El $SiO_4 Mg_2$ (olivio) tiene un punto de fusión de 1.890°C. es usado como refractario

Las placas de "Fibrocemento" son cemento a gran presión combinado con la fibra del asbesto, las llamadas placas de Uralita o similar.

d. Neumáticos

Los neumáticos de desecho son un verdadero problema, por el volumen que ocupan, su peso, y su difícil destrucción. Hasta ahora se llevan a un vertedero controlado especial y las piezas son enterradas o incineradas.

e. Desinsectación y desratización

Antes de iniciar el derribo se procederá a la desinsectación en los locales donde hayan albergado animales que conllevan parásitos como el caso de las pajarerías, granjas avícolas, edificios donde permanecen gatos y perros a fin de eliminar las pulgas, piojos y otros insectos. Merece también tomar en consideración las cubiertas o rincones donde hayan albergado avisperos, así como desconectar previamente las acometidas de las alcantarillas para evitar la invasión de roedores en los edificios vecinos o en el propio edificio de derribo.

10.1.6. ELIMINACIÓN DE ESCOMBROS

La evacuación de escombros influye notablemente en la programación de la DEMOLICIÓN y depende de la forma, dimensiones y posibles espacios libres disponibles en el edificio que se va a derribar.

Podemos encontrarnos con las siguientes situaciones:

- Existencia de espacios libres suficientes para acumular los materiales procedentes del derribo.
- El edificio ocupa todo el solar
- El volumen del material que se puede acumular es limitado.
- El ritmo de producción de escombros depende de las posibilidades de evacuación.
- Es posible liberar en primer lugar una parte del edificio para tener espacio para el escombro.
- Acceso de vehículos al lugar del derribo sin limitaciones, a cualquier hora y cualquier tipo de vehículo.
- Acceso de vehículos limitado: A determinados horas, vehículos de dimensiones y volumen de cargo limitados.
- Posibilidad de carga y movimiento de los materiales de derribo por medios mecánicos, Palas cargadoras, Bulldozer, Camiones, etc.
- Utilización de equipos mecánicos de pequeña capacidad.



Figura 10.6 Eliminación de escombros.

10.1.7. CONCLUSIONES FINALES

DEBEMOS DE TENER MUY CLARO ANTES DE COMENZAR CUALQUIER DERRIBO

1. ANALISIS DEL EDIFICIO A DEMOLER:

- Ordenanzas locales, horarios de trabajo, licencias, autorizaciones legales, etc.
- Uso previo de la edificación
- Naturaleza del terreno.
- Cimientos, sótanos, depósitos enterrados, propios y medianeros.
- Tipología estructural: muros de carga, estructura de HA, metálica, madera, mixta, etc.

- Ubicación de la edificación.
- Estado y características de las medianeras.
- Instalaciones y redes urbanas existentes.
- Desbroce y preparación del terreno.
- Drenaje del edificio.
- Descontaminación y eliminación de materiales o residuos peligrosos.
- Controlar las medidas medioambientales, ruido, polvo, gases, etc.
- Selección de residuos.
- Retirada de escombros a vertederos controlados y Gestor autorizado.

2. SEGURIDAD Y SALUD:

- Desinfectar la futura desconstrucción, edificación y solar.
- Desmontar las redes públicas que ser afectadas por el derribo.
- Proteger las bocas de riego, hidrantes tapas de arquetas, sumideros, farolas, y semáforos
- Apear y apuntalar los elementos constructivos del edificio objeto de derribo.
- Hacer una previsión clara de accesos a la obra, diferenciando, si es posible, vehículos y maquinaria de los de personas y señalizando adecuadamente cada uno de éstos.
- Realizar los trabajos de protección directa como:
  Vallas perimetrales, Marquesinas, Redes, Lonas, etc.

3. VALORACION de estas actividades puede hacerse de la siguiente forma:

- **Derribos y demoliciones por m^3** de volumen aparente o tonelada demolida, incluyendo carga y transporte a vertedero, más la gestión de residuos.
- **Árboles, por unidad**, distinguiendo si la tala abarca las operaciones de troceado, y teniendo en cuento si la madera quedará en poder de la propiedad o de la empresa constructora.
- **Debe tenerse en cuenta** si el material procedente del derribo tiene algún valor y si es reutilizable
- **El desbroce suele valorarse por m^2** y cuando el espesor excavado de tierra vegetal es grande por m^3, teniendo en cuenta la carga y transporte a préstamos o vertedero
- **Los trabajos de retirada** de servicios suelen valorarse como partidas alzados

10.2. PROCESOS DEMOLICION. TIPOLOGIAS ESTRUCTURALES

A la hora de realizar una demolición total o parcial, de una edificación, la tipología estructural del elemento constituye un factor importarte, debido a que no es igual demoler un elemento compuesto de piezas pequeñas, (como un muro de fábrica de ladrillo o de bloques de hormigón), que un muro compuesto de grandes piezas prefabricadas de hormigón.

Sin olvidar que una estructura metálica se comporta de manera diferente al demolerla que una de hormigón, una mixta o de entrevigado de madera, vamos a analizar las siguientes tipologías.

- Edificios de muros de carga
- Edificios de estructura metálica
- Edificios de estructuras hormigón armado
- Edificios de estructuras de madera

10.2.1. EDIFICIOS DE MUROS DE CARGA

Se denomina muro de carga o muro portante a las paredes de una edificación que poseen función estructural; es decir, aquellas que soportan otros elementos estructurales del edificio, como arcos, bóvedas, vigas o viguetas de forjados o de la cubierta.

Cuando los muros soportan cargas horizontales, como las presiones del terreno contiguo, se denominan muros de contención.



Esquema de muro de carga y vigas de madera.

Cimentación

Puesto que la función de los muros de carga es transmitir las cargas al terreno, es necesario que estos muros estén dotados de cimentación, que es un ensanchamiento del muro en contacto con el terreno que evita que el muro "punzone" –se clave– en el terreno. La cimentación de los muros de carga adopta la forma de zapata lineal o *zapata corrida*.

Dintel

Es una pequeña viga que se coloca encima del hueco para desviar las cargas del muro hacia los laterales. Como todas las vigas, funciona principalmente a flexión, por lo que precisa materiales que trabajen bien tanto a compresión como a tracción. Hasta mediados del siglo XIX, con el desarrollo del acero, el único material disponible que reunía estas características era la madera, motivo por el cual los edificios anteriores a esa fecha no pudieron realizar grandes huecos en los muros de carga sin recurrir a los arcos.

Arco

Otra manera de desviar las cargas del muro hacia los lados del hueco es utilizar el arco. Con esta técnica, el material trabaja fundamentalmente a compresión: un tipo de esfuerzo apropiado para la piedra y el ladrillo. De este modo, se consiguieron antiguamente huecos de grandes luces en los edificios, como los vitrales de las catedrales góticas.

Tabiques y muros de carga en la edificación

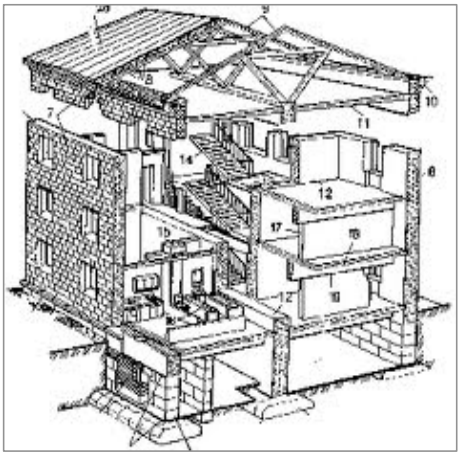
Los muros portantes soportan los forjados de los edificios. Por este motivo, en los edificios que se emplean muros de carga, éstos se sitúan en al menos dos de las fachadas, lugar donde, dado su mayor grosor, son además particularmente adecuados como barrera térmica y acústica. De existir más muros de carga, éstos se dispondrán paralelos a los de fachada. Es relativamente fácil distinguirlos de los tabiques no estructurales por su mayor grosor.

Forjados

Los forjados suelen ser de vigas de canto de madera, apoyados en muros de carga cuya distancia máxima oscila entre 4,00 y 5,00 metros.

Cubiertas

Generalmente la estructura portante es inclinada en cubiertas, apoyadas o empotrada en los propios muros estructurales de carga.



1. Cimientos de plato y zapata corridas
2. Muros de carga del sótano
3. Aislamiento contra la humedad
4. Tanque séptico para aguas residuales
5. Terreno exterior
6. Muros exteriores de carga
7. Revestimiento de paredes exteriores
8. Correas
9. Viguetas de las armaduras del techo
10. Cornisa o alero
11. Cielo raso o piso de buhardilla
12. Muros interiores de carga
10. Descansos de escaleras
14. Tramos de escaleras
15. Conductos para instalaciones sanitarias
16. Conductos de ventilación





Figura 10.7. Distintos edificios de Muro de Carga.

10.2.2. EDIFICIOS DE ESTRUCTURA METÁLICA

Las estructuras metálicas, son estructuras diseñadas y por lo menos el 80% son de secciones metálicas siendo capaces de soportar las cargas necesarias incluidas en el diseño, sea cual sea el uso que se les vaya a dar (edificios, naves industriales, maquinarias, etc.), son importantes este tipo de estructuras porque son las de mayor resistencia a cualquier carga que se les imponga en la actualidad, superan incluso la resistencia de las estructuras tradicionales de concreto, generalmente hoy día sus elementos van soldados, también se pueden unir con roblones o con tornillos de precisión.





Figura 10.8. Edificios de estructuras metálicas: viviendas, industriales.

Las propiedades mecánicas de los aceros dependen de su composición química, del proceso de laminado y del tratamiento térmico que experimente. Estas propiedades son similares en tracción y compresión, y se determinarán por un ensayo de tracción.

Normalmente, el acero de las estructuras metálicas se desmonta y se emplea nuevamente, bien reciclado para la utilización de nuevos perfiles o sustituyéndolo en emplazamientos similares, esto en base a la unión del sistema de unión de las piezas del sistema a desmontar, soldadura, tornillería, o roblones.

Dependiendo de la obra que se trate y de las circunstancias del derribo se actuará en consecuencia. Se recupera en naves industriales, la cubierta, los canalones, la estructura metálica, los cerramientos si son de paneles o placas de hormigón armado, instalaciones y el resto de materiales pétreos que puedan tener se retirarán a planta de reciclaje y se transformarán en gravas, arenas, etc.

La Torre Windsor era una estructura mixta de hormigón y hierro, dividida en 2 piezas por la "planta técnica" intermedia y, una planta sin ventanas que alojaba elementos estructurales. Contaba con un núcleo de hormigón armado que contenía los elementos de comunicación vertical, ascensores y escaleras. Grandes vigas de 3,40 m de canto soportaban el peso de las fachadas y forjados, resueltos con secciones más ligeras. Exteriormente destacaba por su elemental geometría, caracterizada en la fachada por la presencia de elementos modulares de alto índice de reflexión de la luz, íntegramente de vidrio. Esta capacidad de reflexión hacia que el edificio redujera su impacto volumétrico.



Figura 10.9. Torre Windsor. Madrid.

10.2.3. EDIFICIOS DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

La técnica constructiva del **hormigón armado** consiste en la utilización de hormigón reforzado con barras o mallas de acero, llamadas armaduras. También es posible armarlo con fibras, tales como fibras plásticas, fibra de vidrio, fibras de carbono, fibras de acero o combinaciones de barras de acero con fibras dependiendo de los requerimientos a los que estará sometido.

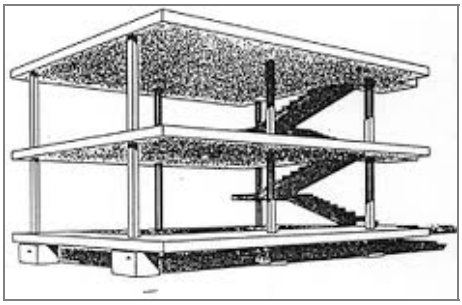




Figura 10.10. Casa Domino. Le Courbusier y Esqueleto estructural de HA.



Figura 10.11 Demolición de un forjado reticular. Lorca Mayo 2011.

El edificio caído como consecuencia del terremoto de Lorca (2011), realizado de estructura de hormigón armado de forjado bidireccional con capiteles y soportes de hormigón armado, diseñando pilares cortos en planta semisótano, debido a la inclinación de la calle para ventilación. Se plantea la demolición de los forjados en el suelo, trocear el forjado, realizando unas cuadriculas de unos 20 m2, con maquinaria de oruga y martillo compresor, y acabar cortando los nervios, para mejor transporte y posterior demolición de las piezas en vertedero controlado.

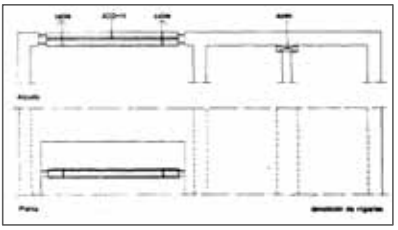
NORMAS TECNOLOGICAS DE EDIFICACION. (NTE-ADD), se especifica:

- Se demolerá, en general, después de haber suprimido todos los elementos situados por encima del forjado, incluso soportes y muros.
- Los elementos en voladizo se habrán apuntalado previamente, así como el forjado en el que se observe cedimiento.
- Las cargas que soporten los apeos se transmitirán al terreno, a elementos estructurales verticales o a forjados inferiores en buen estado, apeando los forjados inferiores.

- Se quitarán, en general, los voladizos en primer lugar, contándolos a haces exteriores del elemento resistente en el que se apoyan.
- Los cortes del forjado no dejarán elementos en voladizo, sin apuntalar.

1.- Demolición de forjados

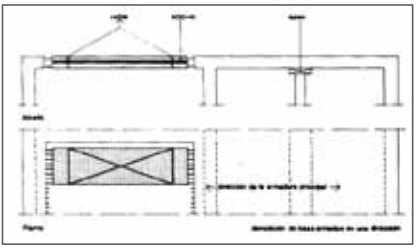
- **Con viguetas:**



Se demolerá el entrevigado, a ambos lados de la vigueta, sin debilitarla cuando sea semi-vigueta sin romper su zona de compresión.

Previa suspensión de la vigueta en sus dos extremos se anularán sus apoyos**.** Cuando la vigueta sea continua, prolongándose a otras crujías, previamente se apuntalará la zona central del forjado de las contiguas y se cortará la vigueta a haces interiores del apoyo continuo.

- Losas de hormigón armadas en una dirección:



Se cortarán, en general, en franjas paralelas a la armadura principal, de peso no mayor al admitido por la grúa. Previa suspensión, en sus extremos, de la franja se anularán sus apoyos.

En apoyos continuos, con prolongación de armaduras a otras crujías, se apuntalarán previamente las zonas centrales de los forjados contiguos, cortando los extremos de la franja, a demoler, a haces interiores del apoyo continuo.

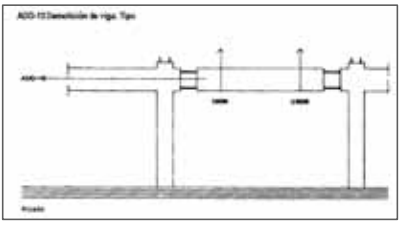
- Losas armadas en dos direcciones:

Se cortarán, en general, por recuadros sin incluir las franjas que unen los ábacos o capiteles, empezando por el centro y siguiendo en espiral.

Se habrán apuntalado previamente los centros de los recuadros contiguos.

Posteriormente se cortarán las franjas de forjados que unen los ábacos y finalmente éstos.

- Demolición de viga tipo



En general, se habrán demolido previamente todos los elementos de la planta superior, incluso muros, pilares y forjados quedando libre de cargas.

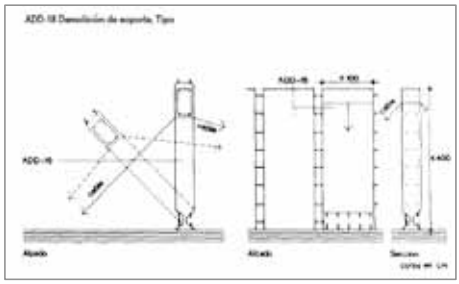
Se suspenderá previamente la parte de viga que vaya a levantarse, cortando o desmontando seguidamente sus extremos.

No se dejarán vigas o parte de éstas en voladizo, sin apuntalar.

- Demolición de soporte tipo. Pilares

Previamente, habremos desmontado todo elemento que cargue sobre el soporte. Después, cortaremos los hierros si es de hormigón armado de una de las caras, y por empuje o tracción tumbaremos el pilar, cortando después los hierros de la otra cara. Si es de madera o acero por corte de la base, y el mismo sistema anterior.

Se suspenderá o atirantará el soporte y posteriormente se cortará o desmontará inferiormente.



No se permitirá volcarlos sobre forjados.

Cuando sea de hormigón armado se permitirá abatir la pieza, sólo cuando se hayan cortado las armaduras longitudinales de su parte inferior, menos los de una cara que harán de charnela y se cortarán una vez abatido.

10.2.4. EDIFICIOS DE ESTRUCTURA DE MADERA

Las estructuras de madera están formadas por piezas unidas entre sí, las uniones constituyen posibles puntos débiles de las mismas. El costo de las uniones es en general elevado constituyendo entre un 20 y un 25 % del costo total de la estructura.

Las posibilidades creativas en estudio de las uniones son enormes y no es posible definir una solución o unas reglas únicas para cada situación. La idea principal es que cuanto sea más simple sea la unión y menos herrajes se utilicen, mejor será el resultado estructural (Racher.1995).





Figura 10.12. Viguetas apoyadas en jácena y soportes en madera y Cerchas de madera.



Figura 10.13. Rehabilitación de edificio en Murcia, con viguería de madera.

Forjado de viguetas de madera de escuadría rectangular, apoyado sobre muro de carga de fachada donde se han cortado las viguetas con sierra para su posterior recuperación de la madera resultante.

En Demoliciones el 90% de la madera en obra es recuperable, previa limpieza y preparación posterior.

10.2.5. DERRIBO PARCIAL DE UN EDIFICIO

Los derribos parciales de un edificio, se realizan normalmente en los siguientes casos:

- Remodelación de viviendas
- Permanencia de fachadas
- Cambio de usos de la edificación
- Casos de expropiación parcial
- Casos de derribo de alguna planta
- Casos de derribo en una edificación en construcción por defectos estructurales

La **rehabilitación de viviendas** es aquella acción constructiva o edificatoria que se realiza para mejorar algunas de las condiciones siguientes: de habitabilidad de la vivienda, de seguridad estructural y constructiva, de protección contra la presencia de humedades, instalaciones, etc. Estas acciones se pueden realizar tanto en el interior de las viviendas como en las zonas comunes de los edificios residenciales.

Cuando la rehabilitación de las viviendas de un edificio residencial, afecta a su estructura, cubiertas, cerramientos exteriores, instalaciones, acabados de albañilería y pavimentos, carpintería etc., se denomina rehabilitación integral de la vivienda.

Si tenemos que vaciar el edificio interiormente y mantener la fachada, usaremos unos elementos llamados "*ESTABLIZADORES*", que nos garantizan la estabilidad de la fachada, mientras se realizan las obras interiores estructurales, para unir el cuerpo dicho soporte

estructural, con la fachada mantenida provisionalmente, realizado dicha unión se procederá a el desmontaje de éste elemento provisional (estabilizador), colocado para tal fin.

Estas fachadas son en su mayoría muros de carga exteriores resistentes.

Algunas fachadas pueden ser resistentes desde el punto de vista estructural y podría ocurrir que se derrumbaran durante la rehabilitación si no se analiza minuciosamente el estado existente de la fachada y no se realiza la reparación previa que fuera necesaria.

Los muros de carga exteriores en edificios tradicionales aguantan cargas verticales de los pisos y cargas laterales de viento.

Igualmente, los pisos del inmueble sirven para transmitir fuerzas procedentes del viento, ejercidas en la fachada, a paredes, núcleos o secciones arriostradas a través del edificio. Cuando la estructura existente se elimina parcial o totalmente, la fachada se tendrá que sostener temporalmente hasta que quede unida a la nueva estructura.



Figura 10.14. Estabilizadores de fachada. Madrid.

10.2.6. DERRIBO DE ELEMENTOS ESPECIALES

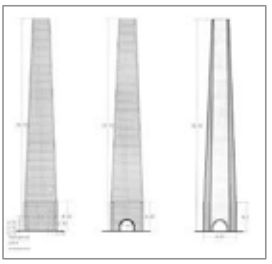
Existen edificios que por sus características estructurales, necesitan un estudio especial dependiendo de su ubicación, altura, sistema estructural, etc. como son:

1.- Desmantelamiento de los equipos industriales

Si se trata de ascensores o montacargas, instalaciones de calefacción o grupos de presión etc. deberá realizarse por personal especializado su desmantelamiento. Los depósitos de fuel-oil o gasoil deberemos asegurarnos de que estén vacíos, y en cualquier caso, llenarlos de agua antes de su extracción o rotura. También se puede trabajar en la extracción de depósitos en atmósfera inertizada con nitrógeno.

2.- Chimeneas

Se montarán andamios exteriores para poder realizar el trabajo. Si es necesario, también andamios interiores. La demolición se realizará progresivamente por capas o elemento a elemento, desde la parte superior a la inferior, con ayuda de grúas.



Los andamios no se arriostrarán a elementos que puedan ser arrastrados por la demolición. Nunca se trabajará en el muro.

A medida que vayan descendiendo, se irá bajando la

plataforma de trabajo, de manera que se encuentre siempre como máximo a 25 cm. por encima del elemento que se está demoliendo y no más de 1,5 m. por debajo de su parte superior.

Cuando se vierta escombro en el interior, se evitará la acumulación del mismo, por el peligro del empuje horizontal, procediéndose a su limpieza, y ésta se realizará normalmente por una abertura practicada en la zona inferior y a nivel del suelo.

Hay otros procedimientos para el derribo de chimeneas, caso de que exista espacio para su caída y sea suficientemente amplio. (Explosivos).

- Sacar semicírculo ladrillos y abatir al interior.
- Serrar con ayuda de grúas-cesta (hombres, máquina-grúa) se bajan los trozos cortados al suelo por medio de una grúa, y la otra con sierra diamante va cortando.
- Agujerear y tirar con cable, este sistema se hace en las fases siguientes; (derribo por abatimiento cuando hay espacio).
- Se coloca por medio de grúa telescópica dos bridas de acero próximas a la coronación.
- Con martillo hidráulico se realizó un corte en la base en forma de sector circular, pero que no abarque una semicircunferencia.



Figura 10.15. Demolición de chimenea.

- Se cortarán con soplete las armaduras del citado corte eran de 30 mm. de ϕ redondos.
- Se ligarán cada brida a una pala mecánica y en ángulo abierto tirarán las dos máquinas a la vez.
- Abatida la chimenea se trocea con martillo, se cargan y los escombros al vertedero.

Quedan los casos:

- Escombro dentro agujero, derribo manual.
- Voladura controlada, cargas en base, cuando hay espacio libre por todas partes.

3.- Depósitos

Si se trata de aguas elevadas, es un caso similar a la chimenea, si hay espacio debilitar y arrastrar con cable. Otro sistema, por Voladura controlada.



Si se trata de depósitos de agua u otros líquidos, de hormigón cilíndricos, se hace manualmente con el martillo rompedor.

4.- Silos

Los silos es un caso similar a los depósitos de hormigón y hormigón-armado, si hay espacio se puede tratar de arrastrar por cable previas roturas. Si no hay espacio, se derriba manualmente con martillo rompedor o grúas con brazo telescópico si llega.



Figura 10.16. Demolición de Silos en Albacete.

5.- Hormigón pretensado

La demolición de este tipo de elementos presenta un peligro de liberación explosiva de la energía almacenada en la estructura en el momento de la operación de pretensado, que puede conducir a un hundimiento brutal de la estructura y a la proyección de escombros a distancias ciertamente importantes. Por lo tanto, es necesario cuando se efectúe el examen previo de la construcción a derribar, de localizar con cuidado los elementos pretensados y de identificar el tipo existente.



Figura 10.17. Fabricación de hormigón pretensazo.

En este tipo de hormigón pretensado, el acero se tensa antes del vertido de hormigón y la fuerza de pre comprensión se transmite al hormigón por adherencia. Con este tipo de elementos generalmente prefabricados, es aconsejable proceder al desmontaje de la estructura estrictamente, en el orden inverso de su construcción.

Cuando se haya efectuado el desmontaje, se puede cortar los elementos en trozos menores sin gran riesgo puesto que la adherencia acero-hormigón es suficiente para mantener la pre compresión en los pequeños elementos que, visto su volumen reducido, no presentan más que una energía reducida y sin gran peligro.

6.- Depósitos enterrados

Los depósitos enterrados acostumbran a ser espacios de almacenamiento para fluidos, pertenecientes al grupo gases líquidos derivados del petróleo.

Los productos almacenados pueden ser gases líquidos como el propano, o combustibles líquidos como gasoil, fuel-oil, etc.

Los depósitos para almacenamiento de gases líquidos del petróleo son de acero y pueden resistir presiones de hasta 20 kg/cm^2, los pequeños tienen una presión de trabajo de 2 kg/cm^2 y la presión de prueba se hace de hasta 30 kg/cm^2, especialmente para los de 10.000 l. de capacidad, los cuales disponen de una compuerta de 40 cm. de diámetro. La capacidad de estos depósitos oscila entre 2.500 l. y 20.000 l.

Los depósitos para almacenamiento de combustibles líquidos, siempre están enterrados, son metálicos o plastificados, y de capacidades variables, pero con un máximo de 75.000 litros.

Pueden estar ubicados en el interior o en el exterior lindando a los edificios. Para estos líquidos almacenados existe la Normativa I.T.C. M.I.E. APQ-001.

En los trabajos de derribo debe tenerse la precaución de no producir chispas, especialmente entre el elemento mecánico (máquina) que esté realizando la excavación o derribo, y el depósito a fin de evitar explosiones en la atmósfera de los gases derivados del petróleo. Para evitar la atmósfera peligrosa de los gases del petróleo se propone inainertización con atmósfera de nitrógeno. Se recomienda hacer un venteo con nitrógeno hasta sacar el gas del interior del depósito, a una presión entre 1 y 2 kgs/cm^2, cuando no existe ya mezcla explosiva, controlada por un analizador apropiado, se sigue aportando N_2 a 1 kg/cm^2.

Para esta operación se pueden emplear bombonas de nitrógeno de 125 l. de volumen y a una presión de 200 kg/cm^2 suministrados por las Empresas productoras como CARBUROS

METÁLICOS ARGÓN u otras.

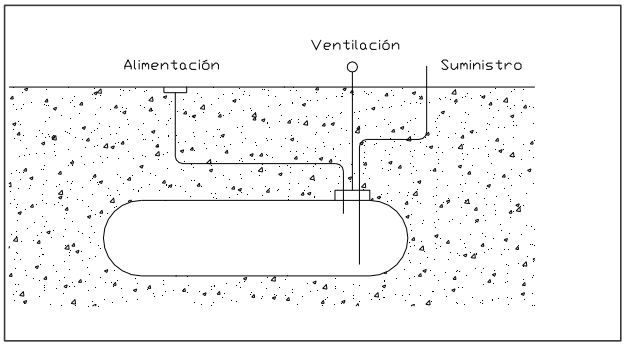


Figura 10.18. de Depósito enterrado.

10.2.7. DERRIBO POR ELEMENTOS SINGULARES

Este sistema consiste en demoler los diferentes elementos constructivos en orden inverso a como fueron edificados, y los medios utilizados para el derribo son manuales, o poco mecanizados.

Se demolerá de arriba a abajo, planta por planta, con orden y cuidado y se irá desmontando el andamio (si existe) cada vez que se haya derribado una planta.

Previamente, en este tipo de trabajo, cuando se trata de un edificio de viviendas, se han hundido los forjados, pero de abajo a arriba, empezando por la planta 1ª y así sucesivamente hasta llegar a la cubierta. Ello es debido a que cuando se proceda al derribo de muros, jácenas, tabiques, etc. caigan los escombros a las plantas inferiores.

La eliminación del polvo que se origina por este sistema se aminora regando con agua, los restos del edificio y los escombros. Sin embargo, la formación del "fanguillo" que se origina al mezclar el polvo con el agua del riego, resulta peligrosa para los operarios por el peligro de resbalar cuando trabajan de pie en los restos del forjado.

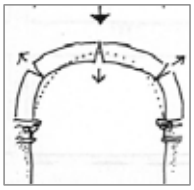
La propia demolición la podemos realizar haciendo caer los elementos estructurales del edificio, lo que provocaría la inestabilidad del mismo, analizando dichos elementos estructurales, tendríamos entre otros.

1.- Cubiertas: siempre comenzaremos de la cumbrera hacia los aleros, de forma simétrica por faldones, de manera que se eviten sobrecargas descompensadas y evitar hundimientos no previstos

2.- Techos y forjados: si el forjado es de madera, después de descubrir las viguetas observar las cabezas por si estuviesen en mal estado, sobre todo en las zonas próximas a humedades o chimeneas.

- Con las viguetas de forjado en general nunca deberán desmantelarse apalancando sobre los apoyos con la misma vigueta sino siempre por corte en los extremos, estando la viga apeada o suspendida
- Si las viguetas son de acero, deben cortarse las cabezas con oxicorte, con la misma

precaución anterior, si son de madera con una sierra, si son de hormigón con martillo neumático.
- Siempre y en primer lugar eliminaremos los voladizos.
- Si la vigueta es continua para dos crujías, antes del corte procederemos a apear el vano central de la crujía que no cortamos. Las losas armadas en una sola dirección se eliminarán cortando en franjas paralelas a la armadura principal y si el armado es en dos direcciones, haciendo los cortes por recuadros.



3.- Arcos y bóvedas: Descargaremos previamente al elemento de toda su carga superior. Previo apeo del resto de la bóveda, comenzaremos su demolición de la clave hacia abajo, y siempre en forma de espiral.

4.- Vigas y jácenas: se suspenderá o apeará previamente el elemento y luego procederemos como para las viguetas, cortando por los extremos.

- No se dejarán zonas en voladizos sin apuntalar.
- Es conveniente controlar, si es posible, la trayectoria de la dirección de los hierros de la armadura, si es de hormigón armado, para evitar momentos o torsiones de previstas.

5.- Muros de Carga: como elemento primario de soporte, realizados entre otros materiales en piedra, fábrica de mampostería, elementos cerámicos, elementos de hormigón.

6.- Pilares: previamente, habremos desmontado todo elemento que cargue sobre el soporte. Después, cortaremos los hierros si es de hormigón armado de una de las caras, y por empuje o tracción tumbaremos el pilar, cortando después los hierros de la otra cara. Si es de madera o acero por corte de la base, y el mismo sistema anterior.

7.- Escaleras: usadas como núcleo de comunicación entre plantas, elemento resistente y al igual que los anteriores casos depende de los materiales de la zona y de la época de construcción de la edificación.

- Cuando sean de peldaños volados, no desmantelar los elementos del muro donde se empotran, para evitar desprendimientos. Evitar subirse en ellos.
- En las demás escaleras desmontar, primero, el material de peldaños y rellenos.
- Apear después las bóvedas, antes de iniciar los cortes.



Figura 10.19. Losa de escalera realizada de fábrica ladrillo con dos vueltas.

10.3. TECNICAS EMPLEADAS EN EL PROCESO DE UNA DEMOLICION

La descripción de las técnicas conocidas hasta la fecha se hará aquí de forma breve, destacándose los rasgos principales de cada una de ellas, así como las propias limitaciones y ventajas que las hacen aplicables en determinadas circunstancias. Este apartado no trata de ser un texto especializado sino pretende dar criterio, remitiendo al lector a los textos especializados para una mayor información de cada una de ellas, tratando de los procedimientos y las técnicas más utilizadas en la actualidad. Según el alcance de lo que hay que demoler del Edificio, el procedimiento a emplear, destruyendo el sistema estructural, tiene su técnica y forma de demolición.

La demolición manual es el conjunto de operaciones organizadas para demoler de forma parcial o total una construcción (edificación o estructura), con empleo mayoritario de medios manuales.

Este tipo de demolición se efectúa cuando las circunstancias del objeto a demoler lo aconsejen o, sobre todo, si se requiere un nivel especial de precisión (por ejemplo, si se necesitan salvaguardar elementos constructivos cercanos o anexos).

La demolición manual es segura, versátil y tiene otras ventajas, como una fácil accesibilidad y ligereza de los equipos. Además, la afección que genera a las personas y lugares colindantes a la ejecución suele ser muy baja.

Sin embargo, se trata de una actividad que requiere un alto coste de personal, riesgo, y una productividad muy limitada. En estos casos, amén de las medidas generales de seguridad en la demolición, deberán tomarse aquéllas tendentes a conservar y proteger la parte de edificación que se mantienen.

La demolición mecánica actual consiste en emplear en todos los casos que sea factible, la maquinaria pesada.

La más habitual para el derribo propiamente dicho son las:

- Palas cargadoras
- Retroexcavadoras
- Máquinas con punzas hidráulicas
- Camiines volquete

En el derribo las máquinas más usuales son la Retroexcavadora y el Camión de transporte.

La Retroexcavadora es la máquina que tiene más aplicaciones en la industria de la demolición, ello es debido a los factores siguientes:

- Estabilidad de la máquina; existen retroexcavadoras hasta de 100 TM.
- Potencia elevada, hasta de 300 CV.
- Movimientos de avance y de retroceso, vertical y horizontal
- Fácil adaptación al brazo de útiles diversos, según el tipo de demolición a ejecutar, sustituyendo o no a la cuchara.
- Altura de la máquina con pluma y brazo y útil adosado

Los útiles más importantes para añadir al brazo del equipo de trabajo de la maquinaria son:

- Cuchara (varios tipos)
- Cuchara en almeja (dos cuerpos móviles) bivalva
- Brazo demoledor telescópico
- Martillo hidráulica perforador
- Cizalla para elementos metálicos
- Dientes rompedores (hormigón armado)
- Pulpo recogedor
- Tenazas rompedoras (hormigón armado)
- Cizallas a rotación
- Pinzas de varios tipos
- Electro-imán
- Escarificador (excavar pavimentos, raíces árboles, etc.)

Normas sobre la maquinaria de demolición

- La altura de trabajo de la maquinaría debe controlar siempre la altura del objeto a demoler. Sí se emplea pala excavadora, ésta no deberá jamás derribar partes de la construcción que sobre pasen su propia altura y, además, se deberá de prever una zona de seguridad de 8 metros a su alrededor.
- La parte del edificio que está por encima se demolerá a mano previamente.
- Deberá dejarse un espacio lateral y posterior para maniobra, y salida de emergencia.
- Se evitará que la máquina circule sobre los escombros.
- Si no hubiera otra solución, hay que asegurarse la no existencia de vacíos bajo los escombros.
- No empujaremos horizontalmente, sino en dirección vertical de arriba abajo.
- La distancia de seguridad de la máquina respecto al edificio a demoler será como mínimo ≤ a 1,5 H la altura del Edificio nunca menor y no menos de 8 m. en cualquier caso.
- Existen también en este caso las retro sobre ruedas y las retro sobre orugas.
- Las primeras tienen la ventaja de la facilidad de desplazamiento y las de orugas o cadenas son más lentas, peligro de rotura asfaltado, pero desarrollan más potencia. Estas deben ser trasladadas en plataformas sobre camión de h=3m. mínimo, o tren.





Figura 10.20. Maquinaria con tenazas rompedoras y Brazo hidráulico rompedor y Máquina con cuchara.





Figura 10.21. Maquinaria con cuchara y Pulpo recogedor.



Figura 10.22. Demoledora de cuchara.

- No trabajar dos maquinas al mismo tiempo sin respectar las distancias de seguridad.
- Nunca actuar a alturas superiores al brazo de la maquina.
- Nunca apoyar las maquinas sobre escombros.
- El camión de carga siempre debe estar situado fuera de la zona de seguridad.

10.3.1. DEMOLICIONES MANUALES

El método de demolición a mano es el más antiguo y tradicional de los conocidos y se realiza principalmente en zonas urbanas.

Para la realización de este método es necesario disponer de los siguientes útiles y herramientas: cuñas, mazas, picos, palas, cortafríos, punterolas, palanquetas, martillos, etc.

Con estos útiles se pueden demoler pequeños bloques de obra, con lo cual los cascotes nunca adquieren excesivo tamaño. No obstante lo anterior, pueden producirse situaciones inestables de grandes elementos que caen con un pequeño esfuerzo o de forma imprevista.

Equipos para derribos manuales

Se emplea en las demoliciones que se realicen elemento a elemento, para ello emplearemos:

- **Picos**, palas mazos, martillos, escoplos, etc.

- **Tráctel.** Funciona por tracción directa del cable, permite alcanzar sin esfuerzo fuerzas muy importantes a tracción o a elevación.
- **Cuña hidráulica**. Consiste en introducir un cilindro rompedor que hidráulicamente empuja los pistones que cortan el material del elemento donde se ha introducido. Se utiliza en soleras, cimentaciones, macizos de hormigón, etc.



Figura 10.23. Maza de mano.

- **Radial.** Maquina manual eléctrica de disco circular.
- **Martillos neumáticos.** Maquina manual hidráulica, golpea objetos y los parte.
- **Equipo de oxicorte.** Para corta placas de acero.



Figura 10.24. Demolición manual en propio centro de trabajo y Martillo neumático manual.

- **Martillos de percusión manuales.** Los martillos manuales se utilizan para obras de demolición, generalmente pequeñas, o como complementarios de otras técnicas de demolición, en los que resultan prácticamente imprescindibles para la preparación del terreno de actuación. Asimismo, es un equipo imprescindible en zonas de difícil acceso y con reducida área de trabajo. Si la cuantía de armadura es importante, se debe complementar con el corte del acero por otras técnicas. Los rendimientos oscilan entre 0,50 a 1 m/hora, para elementos de hormigón con baja cuantía.

Aunque con frecuencia, la operación con estos equipos la realiza personal no especializado es recomendable que no sea así y que, en consecuencia, la manipulación la realice personal experimentado en aras a evitar riesgos y obtener rendimientos adecuados. En cualquier caso es necesario equiparse con los siguientes elementos de protección personal: casco, gafas, guantes, mandil de cuero y botas de seguridad.

Los rendimientos que se alcanzan con estas técnicas en estructuras de hormigón armado, se basan principalmente en la Potencia de la maquinaria, de la Resistencia de los elementos a Demoler, y de la posición del Trabajador que depende su rendimiento.

TIPO DE MARTILLO	RENDIMIENTO m3/h
Pequeño	1 – 3
Mediano	10 – 20
Grande	25 – 40

Rendimientos de martillos en estructuras de HA

El martillo soporta esfuerzos elevados, más que cualquier otro equipo de construcción, por ello es importante que el martillo y el vehículo sean elegidos propiamente para optimizar el rendimiento y la vida útil de ambos. Si se utiliza un martillo muy pesado para la máquina puede provocar daños en ésta y pérdida de gobernabilidad. Por el contrario si se elige un martillo muy pequeño, el operador puede aplicar una fuerza muy grande accidentalmente y dañar el martillo.

Las ventajas principales de este equipo son su movilidad, mejor rendimiento y la posibilidad de demoler caras verticales de hormigón. Existe una disponibilidad comercial muy amplia, las operaciones son razonablemente seguras, pueden efectuarse trabajos bajo el agua o con mando remoto.

Las desventajas son la necesidad de una zona de apoyo plana, necesitan un acceso para la máquina, necesitan trabajar en el contorno de la masa de hormigón, producen un nivel importante de ruido, vibraciones (tanto en la propia estructura como en el entorno) y polvo.

El rendimiento de estos equipos en hormigones con elevada cuantía de armadura se reduce. Dependiendo de la energía utilizada, puede dañar al elemento que permanece sin demoler, incluso afectando su estabilidad. Por otro lado, su operatividad disminuye rápidamente con la altura del edificio.

10.3.2. DEMOLICIONES MECÁNICAS. TÉCNICAS CONOCIDAS USUALES

10.3.2.1. Técnica de empuje

a. Colapso estructural por compresión o empuje

En general se puede decir que prácticamente todas las técnicas de demolición utilizan los principios de inestabilidad para provocar la destrucción de las estructuras.

En este apartado se mencionarán aquellos métodos que basan sus resultados en técnicas más primitivas y elementales como son las que tiran las estructuras con cables o las que las empujan con máquinas como son las palas mecánicas o buldózer, generalmente auxiliados por técnicas de corte.

Dado que los riesgos de estas técnicas pueden ser elevados por las dificultades de control, resultan en general poco satisfactorias en estructuras ubicadas en entornos urbanos densamente poblados.

Es el método más usado y más conocido en los procesos de demolición de una edificación.

La altura del edificio o resto de edificio a demoler, no será mayor de 2/3 de la altura alcanzable por la máquina.

La máquina avanzará siempre sobre suelo consistente y los frentes de ataque no aprisionarán a la máquina, de forma que ésta pueda girar siempre 360°.

No se empujará, en general, contra elementos no demolidos previamente, de acero ni de hormigón armado. Se habrá demolido previamente, elemento a elemento, la parte de edificio que está en contacto con medianerías, dejando aislado el tajo de la máquina. Se empujará en el cuarto superior de la altura de los elementos verticales y siempre por encima de su centro de gravedad.

Cuando existan planos inclinados, como faldones de cubierta, que puedan deslizar sobre la máquina, deberán demolerse previamente.

Para hacer este tipo de demolición por tracción, compresión o empuje, se emplean Bulldozers, Pala frontal, Retroexcavadora o diversas máquinas que tiran de un cable de acero.

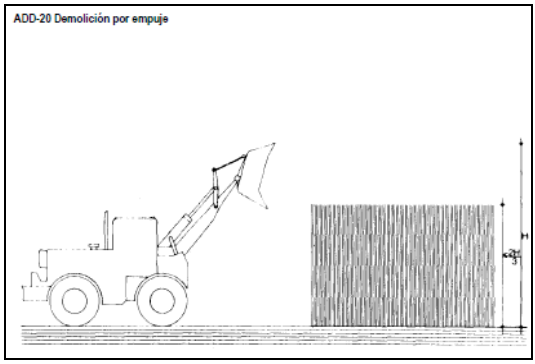




Figura 10.25. Demolición con maquinaría por empuje.

Se procede, primeramente, por cizallamiento de la base de construcción. Se hace una roza horizontal y se rodea con un grueso cable metálico. Atando éste a la máquina y tirando, se provoca el derrumbe. Este sistema puede ser peligroso si es aplicado a construcciones ya debilitadas, o si los muros se encuentran poco atados.

b. Colapso estructural por tracción

Este es un método muy usado y conocido en los procesos de Demolición de una edificación.

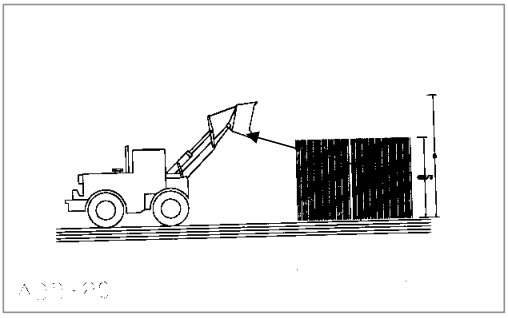




Figura 10.26. Demolición por tracción.

Las máquinas utilizadas en demoliciones por empuje son palas mecánicas y bulldozers. Estas máquinas arremeten contra las construcciones de la misma forma que ejecutan una excavación.

En realidad este procedimiento queda limitado a plantas bajas y a la longitud del brazo ya que el peso de estas máquinas impide emplearlas en plantas de pisos. Su actuación hay

que ordenarla frente a las sorpresas de gran resistencia o falta de resistencia de la edificación y a la conservación de la máquina.

Los riesgos están en el momento de aplicar la roza y al atar el muro al cable. Es preferible proceder rebajando el muro por hiladas sucesivas, siendo a la vez prudente limitar tanto la altura como la longitud del elemento a arriostrar.

Esta técnica es aplicable en estructuras esbeltas, y han de disponer de un espacio en la dirección de la caída, mayor que la altura que se desea derribar. Además, se ha de estimar la fuerza horizontal necesaria para la rotura de la estructura. La ubicación de este punto de rotura es conveniente predeterminarla, y así debilitarlo con cortes para facilitar su caída. Los cables empleados en estas operaciones han de tener como mínimo un coeficiente de seguridad de 10. De todos modos, siempre se ha de prever una posible rotura, dejando espacios reservados para el efecto látigo.

Antes de su ejecución se han de estimar los esfuerzos necesarios para la rotura de la estructura en los puntos de anclaje del cable y si se requiere desviar su trayectoria.

Lo usual para tirar el cable es emplear un vehículo. Hay que recordar que la componente vertical del esfuerzo del cable levantará el vehículo en el punto de fijación y por tanto el o los ejes de ruedas más próximos.

10.3.2.2. Técnica de martillos de percusión

La técnica de los martillos de percusión rompedores es la más extendida, y consiste en fracturar el hormigón mediante la percusión con una masa adecuada, generalmente de acero tratado, con forma de puntero.

Martillos de percusión sobre máquina

Esta técnica es adecuada cuando no se dispone de mucho espacio y se desean limitar los daños a las estructuras adyacentes. Asimismo, está muy extendido su empleo en hormigones en masa y pavimentos, y también es adecuado para hormigón armado si bien no corta las armaduras, permitiendo realizar unos cortes relativamente buenos.

Por contra, tiene el inconveniente de producir mucho ruido y levantar algo de polvo. Además produce vibraciones en las estructuras anexas y sobre los propios operarios que manejan los equipos.

Los martillos rompedores ocupan una amplia gama de tamaños, desde los pequeños equipos manuales eléctricos y neumáticos a los mayores montados sobre vehículos, que operan por aire comprimido o hidráulicamente. Esta gama de tamaños, les permite adecuarse muy bien a cualquier espacio disponible alrededor de las estructuras.

Este sistema consiste en equipar sobre vehículos de orugas o ruedas, unos martillos picadores provistos de articulaciones móviles para poderlos guiar correctamente. Los martillos funcionan con una sucesión de golpes de 200 a 1.000 por minuto. El principio es similar a las picadoraras manuales, excepto en que son manejadas mecánicamente y tienen un tamaño y efectividad muy superior.

Es el equipo más frecuentemente utilizado para demoler elementos de grandes

dimensiones, como soleras, muros, pilas y bloques de hormigón en masa.

El rendimiento de estos equipos, calculado como la cantidad de material demolido varía según varios factores como el tipo de hormigón, la accesibilidad y la habilidad del operador, sin embargo para lograr un mayor rendimiento de este sistema se pueden observar los siguientes principios: aplicar la fuerza suficiente al martillo, colocar el martillo de forma correcta y alinear el martillo, con la pieza a demoler.



Figura 10.27. Punteros hidráulicos.

10.3.2.3. Técnica mecánica hidroneumática

Esta técnica de demolición se basa en agotar la capacidad resistente del hormigón mediante esfuerzos de tracción por mandíbulas que cortan la estructura o por cuñas que se expanden.

Es apropiada cuando se dispone de poco espacio, además de requerir poco tiempo en su empleo. No necesita agua, ni produce humos. La altura de la estructura no es ningún impedimento para su utilización. Es una técnica que va muy bien para el hormigón en masa, sin embargo, no resulta apropiada para hormigones armados o pretensados.

Para la materialización de este principio mecánico hidroneumático hay dos métodos: las pinzas demoledoras y los gatos hidráulicos.

a. Pinzas demoledoras

Las pinzas demoledoras, a manera de mandíbula, son unas cuchillas que trituran las estructuras de hormigón mediante un esfuerzo cortante capaz de romperlas, La mandíbula se sitúa acoplada al brazo de una Retroexcavadora con capacidad suficiente para esta función. Suele incorporar una cizalla en la parte interior de la mandíbula para cortar las armaduras y evitar la utilización de elementos auxiliares de corte de armadura.



Las ventajas principales son la versatilidad de demoler estructuras convencionales con

un aumento del nivel de seguridad de los operarios, la realización de trabajos de clasificación y colocación de materiales.

MODELO	Peso Mandíbulas	Apertura cierre	Peso
Pequeño	275 kg.	35 cm.	3 tn.
Mediano	1450 kg.	75 cm.	15 tn.
Grande	5.500 kg.	150 cm.	45 tn.

Características principales de las pinzas demoledoras.

b. Gatos hidráulicos

Para demoliciones en hormigones fuertemente armados se utilizan eficazmente gatos hidráulicos, que se instalan en taladros de diámetro aproximado 200 mm, efectuados previamente en el hormigón.

Los gatos se instalan de modo que su fuerza se ejerce en la dirección en que se desea separar el trozo cortado. Si el corte es largo hay que situar varios taladros uniformemente repartidos.

El funcionamiento de estos equipos se basa en la actuación de un pistón que genera una gran fuerza (del orden de 125 t) accionado por una bomba de alta presión (del orden de 2000 bar), que actúa como una cuña.



Figura 10.28. Rotura con gatos hidráulicos.

10.3.2.4. Técnicas de presión por morteros expansivos

La demolición de elementos de hormigón puede realizarse por la fuerza expansiva que se produce en el proceso de hidratación de morteros especiales de alta expansividad, introducidos en taladros efectuados previamente en el hormigón a demoler. Existen multitud de tipos de morteros, si bien en cuanto a la temperatura de fraguado, se pueden clasificar en los dos tipos siguientes:

- De alta temperatura: 20º a 35º C
- De baja temperatura: 0º a 10º C

La rotura se produce entre 12 y 24 horas después de que el mortero ha sido introducido en los taladros. Una evolución orientativa de la fuerza expansiva en función del tiempo se muestra en la tabla 3.3, en la cual se puede observar que a partir de 24 horas, la fuerza expansiva se incrementa en pequeña cantidad.



Figura 10.29. Rotura de Zapata hormigón con Morteros expansivos.

En la tabla se muestran las características geométricas de los taladros 1 en función del tipo de hormigón (armado y sin armar). Por otro lado conviene reflejar que la situación de los taladros debe ser tal que marquen una línea que permita la salida del trozo cortado.

Este sistema puede ser adecuado cuando se dispone de poco espacio y no gran volumen de elementos, resultando eficaz en hormigones en masa o con bajas cuantías de armadura, si bien disminuye la eficacia del mismo a medida que aumentan las cuantías de armadura.

Periodo Tiempo Horas	**Fuerza Expansiva** t/m2
6	800
12	2.200
18	3.300
24	4.000
36	4.800
48	5.000

Tipo de Hormigón	Diámetro Taladro	Espacio Taladros	Profundidad Taladro
Sin armar	34-40 mm.	40-60 mm.	70%-90% dimensión
Con armadura	34-40 mm.	20-30 mm.	100% dimensión

Características geométricas de los taladros.

10.3.2.5. Técnicas de abrasión y corte

Las técnicas de abrasión se fundamentan en la capacidad de rayar o desgastar un material por otro más duro o más enérgico. Con carácter muy extendido se encuentran toda la gama de útiles de diamante ya que con otros elementos de menor dureza tales como el corindón el rendimiento de corte baja considerablemente. El estado actual de la metodología de corte del hormigón se concreta en las distintas variedades de útiles de diamante.

1. Útiles diamantados

El diamante es capaz de rayar a todos los demás elementos, por lo que al frotar cualquier material con pastillas metálicas que tengan pequeños diamantes incorporados, los diamantes que sobresalgan de su superficie irán rayando el elemento que se pretende cortar o taladrar.



En consecuencia, ya que el diamante no se desgasta nunca (al ser más duro que cualquier otro material) únicamente y según se va desgastando el metal base de la pastilla que contiene los diamantes, éstos van sobresaliendo y así rayando el material frotado hasta que llegan a desprenderse por desgaste del material base.

Figura 10.30. Corte de puente con sierra adiamantada.

Ya los antiguos egipcios usaron herramientas diamantadas (barras de hierro con diamantes incrustados) cuya tecnología guardaron en secreto, si bien hay constancia de su empleo por parte de otras civilizaciones. Ya en tiempos más modernos, las herramientas diamantadas surgen nuevamente en 1862 para la perforación de pozos petrolíferos, si bien, sólo a partir de 1953 con la aparición de los diamantes sintéticos, llegó a ser económica su utilización industrial en perforación y corte de hormigón. El sistema de perforación y corte de hormigón con útiles de diamante se basa en que el diamante es el mineral más duro que existe en el universo, como lo demuestra la escala de durezas de Wooddell.

Velocidad del corte depende de las siguientes características:

- Dureza del material a cortar (la velocidad está en relación inversa)
- Concentración y tamaño de los diamantes (la velocidad está en relación directa).
- Dureza del material base (la velocidad está en relación inversa).

Cuando el material a cortar no es abrasivo (p. e. hormigón de baja resistencia) no se produce el suficiente desgaste del material base y no sobresalen los diamantes, por lo que la herramienta no corta y es preciso efectuar un desgaste artificial (afilar la herramienta) lo cual se consigue haciéndola actuar previamente sobre una pastilla de corindón.

A fin de que no se reblandezca por calentamiento el metal de la pastilla es preciso refrigerar la herramienta durante el trabajo, lo cual se efectúa mediante agua o aire, que adicionalmente sirve para arrastrar el detritus del corte. En las herramientas en las que las pastillas están soldadas con plata, la refrigeración con agua es imprescindible, y se puede prescindir de ella en las herramientas en que la soldadura se efectúa con láser.

Dentro de las ventajas principales del sistema se sitúa el poco espacio que requiere y que no produce daños adyacentes, dejando los cortes de la forma geométrica deseada. También son los métodos más apropiados cuando existen muchas armaduras.

Otra de sus cualidades es que no producen polvo, vibraciones, ni humos. Por contra, entre los inconvenientes del sistema está su elevado coste, además de la necesidad de agua para refrigerar los equipos.

Los útiles diamantados más utilizados son las cortadoras de disco diamantado, el hilo diamantado y las perforadoras de coronas diamantadas. A continuación se enumeran los diversos métodos de corte enunciados.

2. Cortadoras de disco diamantado

Consiste en discos de acero que contienen en su borde exterior dientes de gran dureza (soldados o proyectados en forma defina capa de material extraduro).

Entre ellos cabe destacar la implantación de pastillas diamantadas en borde de los discos.

La primera sierra de metal de que se tiene noticia estaba constituida por una hoja de bronce y fue creada por los egipcios 2.700 años antes de Cristo, muy posteriormente se produjo la siguiente mejora que fue realizada por los romanos quienes doblaron alternativamente los dientes a la izquierda y derecha, para impedir que la hoja dentada se atascase. Con posterioridad, Leonardo da Vinci observó que las sierras solo cortaban en un sentido, lo que le indujo a introducir una nueva mejora diseñando dientes en forma de M que cortan en ambos sentidos. Un nuevo avance se introdujo poco después de la Revolución Francesa (1789) con la aparición de la sierra circular, denomina "sierra sin fin" en el registro de Patentes de París.

Los últimos avances tecnológicos de este último tipo de sierra, estriban en instalar dientes de gran dureza sobre discos de acero (soldados o proyectados en forma de fina capa de material extraduro).

3. Cortadoras de suelos de hormigón

El disco se instala en un carrito y es accionado por un motor eléctrico o de explosión y se puede situar indistintamente en cualquiera de los dos lados del carrito a fin de que se puedan efectuar cortes adyacentes a muros situados en ambos lados. El desplazamiento del carrito se produce por la acción del propio operario o del motor. La penetración se efectúa haciendo girar la base donde está situado el eje del disco respecto a una charnela fijada en el carrito.



Figura 10.31. Disco de corte en Solera de hormigón.

El carrito debe ir guiado, para lo cual, las dos ruedas del mismo lado corren a lo largo de un carril o un perfil U.

El modo de operar es el siguiente:

- Se sitúa la máquina de modo que el disco quede sobre la línea en que se desea realizar el corte.
- Se pone en marcha el motor y se actúa sobre el accionamiento de penetración hasta que el disco penetra en el hormigón la profundidad requerida. Después se desplaza el carrito la distancia que requiera el corte previsto. Si la profundidad del corte es grande conviene efectuarlo en varias pasadas.
- Estas máquinas generalmente utilizan discos de hasta 1000 mm. de diámetro, por lo que pueden efectuar cortes de hasta 450 mm. de profundidad.

4. Cortadoras de elementos de hormigón armado

El disco se instala en un brazo que se acopla a la carcasa del motor (generalmente

hidráulico) mediante el que se acciona. El motor puede desplazarse a lo largo de una guía, dotada para ello de una cremallera que se coloca paralelamente a la superficie del hormigón. La penetración se realiza por el giro del brazo articulado. En consecuencia, la máquina está dotada de tres movimientos:

- Giro del motor: Produce el giro del disco
- Desplazamiento del motor a lo largo de la cremallera: Produce el avance del disco
- Giro del brazo articulado: Produce la penetración del disco en el hormigón

La presión hidráulica es generada por el correspondiente grupo de presión y se transmite hasta los accionamientos mediante mangueras de una longitud generalmente no superior a 6 u 8 metros pudiéndose llegar hasta 16 metros utilizando un adaptador. El modo de operar es el siguiente:

Se sitúa la guía paralelamente a la marca del corte a efectuar, de modo que el disco quede situado encima de ella. Se pone en marcha el motor y se acciona el giro del brazo articulado hasta la penetración requerida.

A continuación se acciona el desplazamiento a lo largo de la cremallera la distancia él corte requerida. Con este sistema, al igual que con el anterior, en las esquinas de los huecos cuadrados es preciso solapar los cortes o efectuar taladros adicionales. Estas máquinas utilizan discos de hasta 1600 mm., de diámetro y pueden efectuar cortes de hasta 720 mm., de profundidad.



Figura 10.32. Disco de corte en muro de hormigón armado.

5. Cortadora de hilo diamantado

El sistema de corte con hilo de diamante está compuesto por una máquina cuyo motor mueve directamente un hilo sin fin que contiene pastillas con incrustaciones de diamantes y que corta por deslizamiento la pieza que es abrazada por el hilo.

El hilo de diamante se compone de un cable de acero inoxidable en el que se instalan de forma espaciada y regularmente unas pastillas de diamante, conocidas como "perlas" que se engarzan con el cable por un agujero central. Las perlas están formadas por un aglutinante metálico y diamantes industriales embutidos en dicha masa. La dureza del material matriz es más blanda cuanto más duro es el material a corte.

El proceso de fabricación de las pastillas es de sintetización, consistente en elevar hasta un punto determinado la temperatura de los diamantes y del aglutinante. Este último está formado por un polvo metálico de cobalto, carburos metálicos y bronce, hasta dejarlo en un estado pastoso para posteriormente comprimirlo y darle el tamaño requerido. Posteriormente las pastillas se sueldan al cable mediante soldadura de plata o rayo láser, o se fijan mediante cuñas o en algunos tipos se dejan libres. El control de calidad cubre las medidas, la dureza, la abrasividad (examen métalo gráfico), la resistencia de la soldadura y la del producto terminado.

El cable de acero suele tener un diámetro de 5 mm., y las pastillas están separadas uniformemente mediante muelles de acero, engarces o separadores de plástico. El diámetro

del hilo completo es de 9,5 a 10 mm. Los engarces evitan que deslicen las pastillas por la tensión que produce la tracción y compresión que da el cable. Otra forma de separación de las perlas es mediante un forro del cable con material plástico o gomas, utilizable en hormigones de baja resistencia. El número de perlas suele ser de 32 a 42 por metro de longitud, y el cable se une dándole una configuración sin fin.

Los cables suelen tener longitudes estándares de 15 a 20 m y no es usual pasar de una longitud total de 50 m. Para configurar el cable se une por prensado un manguito metálico sobre el cable de acero.

Estos cables se trasladan mediante la rotación de la rueda de giro. Esta rotación la da directamente el motor de la máquina, generalmente hidráulico que permite regular fácilmente la velocidad y el cambio de sentido. La rueda de giro está montada sobre un bastidor con émbolos de presión que mantienen constante la tracción necesaria, conforme avanza el corte de muro.

Este movimiento puede agotar su capacidad de mantener la tracción del hilo, y obligar a parar la máquina para reinstalar el equipo después de acortar el hilo de diamante, manteniendo la tensión del hilo entre 25 y 70 kp. El equipo hidráulico está equipado con una bomba de presión con motor eléctrico, gasolina o diesel de 40 C.V (mínimo). La velocidad de corte se sitúa entre l y 4 m²/h (Área de superficie de corte). La velocidad lineal del hilo suele ser de 3 m/s, llegando en casos excepcionales a 25 m/s. La anchura de corte es de 1 cm aproximadamente.

Para iniciar el corte, previamente se han de perforar dos taladros en los extremos del área de corte para pasar el hilo de diamante. Las dimensiones de los taladros se sitúan entre 2 y 4 cm de diámetro.



Figura 10.33. Puente del Estacio (La Manga), Cortado por hilo diamantado.

Durante las operaciones es necesario refrigerar el hilo de corte con un caudal de 20 a 50 l/min. Variando según la longitud de corte. En algún caso se realizan unos taladros auxiliares para aumentar el caudal de refrigerante. Ello incide en reducir el desgaste del hilo, el cual se estima entre 1 y 4 m por M2 de hormigón cortado, ya que conforme se desgasta la anchura del corte disminuye, y puede dificultar el insertar un nuevo hilo. Para que el desgaste de las perlas sea homogéneo es necesario darle una torsión al hilo, en forma de 2 de 3 vueltas por metro, en los casos más normales que las perlas están sujetas al hilo.

6. Perforadoras de coronas diamantadas

El corte que efectúa la perforadora es un canal de corona circular de 5 a 7 mm de espesor, con lo cual queda intacto el testigo interior a la corona. En el frente de los tubos se sitúan las pastillas de diamante.

Existen perforadoras de hasta 1000 mm. de diámetro de corona, accionadas por motores eléctricos, hidráulicos o neumáticos; se fijan a guías que se sitúan perpendicularmente a la superficie a perforar (o con el ángulo requerido) cuya base se fija a la superficie del hormigón con pernos de expansión o por el sistema de vacío que se aplica a su base (para lo cual la base va contorneada por un elemento estanco y elástico).

Dada la gran precisión que se puede conseguir con el replanteo de los taladros y el acabado liso de la superficie de la perforación, no es necesario efectuar ningún acabado de su superficie ni, generalmente instalar ningún sellado. Para crear huecos de gran tamaño, es usual crear cortes tangentes para adaptarse al contorno de éstos. En este caso, a veces es necesario retocar la superficie para quitar las protuberancias que dejan los taladros contiguos.



Figura 10.34. Perforación y corte de una jácena de H.A.

10.4. ANALISIS DE LOS RIESGOS EN DEMOLICIONES

Normativa de Seguridad

RD. 1627/97. Condiciones técnicas de seguridad y salud en obras de construcción
NTP-258. Nota Técnica de Prevención. Prevención de Riesgos
NTE-ADD. Norma Técnica de Edificación. Demoliciones

Todos estos trabajos contemplados en los epígrafes anteriores presentan una serie de peligros para las personas y los bienes a los que preciso hacer frente para evitarlos. El mejor modo para ellos es conocerlos y saber sus orígenes, ya que solamente así se podrán estudiar y prever las medidas necesarias para cada caso.

Podemos entender como Seguridad y Salud en el trabajo el conjunto de técnicas o recursos no médicos que pretenden evitar que se produzcan los accidentes en el trabajo o minimizar al máximo las posibles consecuencias de un accidente.

Más que de «seguridad en el trabajo» se debe hablar de “riesgo de accidentes” y de «previsión de riesgos».

Seguridad equivale a riesgo cero y el riesgo cero no existe, por lo que interesa minimizarlo para disminuir el número de accidentes.

Esto exige conocer los riesgos y prevenirlos para reducir al mínimo los accidentes. De acuerdo a las estadísticos de lo Asociación Nacional de Constructores SEOPAN, las acciones peligrosas, dependientes exclusivamente del operario, son los causantes del 81,70 % de los accidentes laborales, mientras que las condiciones peligrosas lo son del 18,30 %, siendo estas condiciones todo el conjunto del entorno y medio de obra.

Accidentes por acciones peligrosas en Demoliciones manuales tenemos:

Actitud o posición poco segura	39,50%
Distracciones o Bromas	20,40%
No utilizar EPI	10,40%
Cargas mal realizadas	8,10%
Mal uso de los SPC	7,80%
Trabajos muy peligrosos	3,30%
Actuar sin autorización	2,30%
Resto	5,80%

El número de accidentes en la industria de la construcción es excesivamente alto, en particular en el sector de **demoliciones** y en los trabajos de movimientos de tierras, debido a: derrumbamientos y atrapamientos por máquinas.

Hoy diversos opiniones al respecto, pero existe unanimidad de criterio sobre **la posibilidad** de reducir el número con una supervisión más atenta, un conocimiento de los riesgos por los operarios y un cumplimiento de los medidos preventivos establecidos en el Plan de Seguridad de la obra.

Desde la aparición de la maquinaria directa en trabajos de demoliciones, el número de accidentes laborales en desciende considerablemente en estos últimos años, un 60%.

Atendiendo al orden de incidencia, los accidentes pueden ordenarse de la siguiente:

- Caída de operarios
- Caída de materiales y secciones de estructura
- colapso no intencional de parte del edificio
- fuego y explosiones
- descargas eléctricas

Los operarios involucrados en los trabajos de demolición no están familiarizados con el comportamiento estructural de los elementos que se derriban, por lo que se debe ejercer una supervisión continua del proceso por alguien con experiencia (Recurso Preventivo), no sólo en derribar sino también en construir, de forma que se tenga un mayor conocimiento de los efectos que los posibles imprevistos puedan ocasionar en los elementos estructurales durante

el proceso de derribo.

Todas las obras de Demolición, Rehabilitación, Restauración, etc. Para su desarrollo tienen que efectuar previamente un Proyecto indicativo del trabajo a realizar, dicho Proyecto será redactado por técnico competente, arquitecto, arquitecto técnico, o ingeniero de edificación, con visado colegial y licencia de las obras, llevando incorporado un Estudio de seguridad y salud o Estudio básico de seguridad y salud, según el caso, y redactado por técnico competente, antes del comienzo de los trabajos el contratista redactará para su aprobación por el Coordinador de seguridad en fase de ejecución un Plan de seguridad, donde analice, estudie, desarrolle y complemente el ESS o EBSS.

Antes del comienzo de los trabajos el contratista (empresa de demoliciones), nombrará un Recurso Preventivo (Ley 54/03 de reforma al marco normativo), que permanecerá siempre en obra mientras duren los trabajos de demolición, al margen de otros trabajadores que intervengan en la misma.

El Plan de Seguridad (PSS), debe prevenir los riesgos de accidente localizando las actividades peligrosas y sus **Causas,** llevando a cabo los medidos tendentes a reducirlos al mínimo mediante actuaciones directas en la obra o con campañas de divulgación y prevención para el personal de obra.

Las técnicas de Prevención, que evitan el accidente por eliminación de los causas de riesgo, como una barandilla en un andamio y las **Técnicas de protección**, que no evitan el accidente pero aminoran las consecuencias, como el casco de seguridad del trabajador, la red de recogida de polietileno, etc.



Figura10.35 Redes de protección fachada.

La enumeración de riesgos potenciales sería prolija, por lo que se exponen, de forma resumida, los que con mayor frecuencia se presentan en los trabajos de demolición con mayores consecuencias negativas.

Caídas de altura de personas.

Puede que este sea unos de los riesgos que con mayor frecuencia se presente en este tipo de trabajos, debido a múltiples circunstancias:

- Trabajos de demolición en cubiertas en general por deslizamiento o caída a través de

huecos.
- Caídas en general a través de huecos de evacuación de escombros, o huecos sin proteger.
- Trabajos de demolición de muros sin protección colectiva de altura superior a 2 m., bien al vació exterior o al interior del edificio.

Lesiones por caídas de altura de escombros.

Cuando se evacuan libremente sin conductos verticales adecuados o huecos destinados para ello.

- Producción de gran cantidad de polvo.
- Caída hacia el exterior del edificio si no se han tomado las medidas de indicadas, con el consiguiente riesgo para bienes y personas ajenas a las obras.
- Por defectuoso montaje de los elementos de evacuación vertical, que producen desprendimientos y creación de polvo.

Por Hundimientos no controlados.

- De partes del propio Edificio que se demuele, por excesiva acumulación de escombros en bordes de huecos o plantas sin apear, o bien por colapso de elementos estructurales, por no estas apeados adecuadamente.
- De edificios colindantes si no se han adoptado las medidas indicadas de precaución, sobre todo en paredes medianeras.

En la demolición de determinados elementos.

- En la demolición de elementos estructurales de madera, riesgos de podredumbre de los elementos de estos entre sí por humedad, insectos, etc.
- En sistemas estructurales en general, riesgo de desprendimientos por disposición de los elementos al variar su estado inicial para el que fueron calculados, o por oxidaciones de elementos metálicos.
- Basculamiento de elementos que estuviesen contrapesados por otros.
- Desplome de elementos verticales por exceso de altura sin arriostramiento.

Este último grupo de riesgos, por lo imprevisible, muchas veces, de que se produzca una de las cuatro circunstancias enumeradas, precisa de una especial atención ya que no suele tenerse en cuenta como los riesgos anteriores y sin embargo las consecuencias pueden ser más graves.

10.4.1. CONDICIONES DE SEGURIDAD

1.- Antes de la realización de una demolición:

- Reconocimiento del edificio: Antigüedad y técnicas con las que fue construido. Características de la estructura inicial con la que fue construido el edificio: Metálica, madera, hormigón, mixta o de fábrica. Identificación de las variaciones que apreciamos ha podido sufrir con el paso del tiempo, reformas, ampliaciones, demoliciones, apertura de nuevos huecos, etc. Informe o dictamen del estado actual que presentan dichos elementos estructurales, su estabilidad, fisuras, grietas, desplomes, alabeos, etc. Estado actual de conservación de las diversas instalaciones.
- El edificio en su entorno, es decir, edificios medianeros y su estado actual, vías de

tránsito, acceso de maquinaria y medios de evacuación de materiales.

- Al comienzo de la demolición, estará rodeado de una valla, verja o muro de altura no menor de 2 m. Las vallas se situarán a una distancia del edificio no menor de 1,50 m. Cuando dificulte el paso, se dispondrán a lo largo del cerramiento luces rojas, a una distancia no mayor de 10 m y en las esquinas.
  Se protegerán los elementos de Servicio Público que puedan ser afectados por la demolición, como bocas de riego, tapas y sumideros de alcantarillas, árboles, farolas
- En las fachadas que den a la vía pública se situarán protecciones como redes, lonas, así como una pantalla inclinada, rígida, que recoja los escombros o herramientas que puedan caer. Esta pantalla sobresaldrá de la fachada una distancia no menor de 2 m. Estas protecciones se colocarán, asimismo, sobre las propiedades limítrofes más bajas que el edificio a demoler.
- Se dispondrá en obra, para proporcionar en cada caso el equipo indispensable al operario, (EPI, herramientas de mano y extintor) como: palancas, cuñas, barras, puntales, picos, tablones, bridas, cables con terminales de fábrica como gazas o ganchos y lonas o plásticos así como cascos, gafas anti fragmento, careta anti chispa, botas de suela dura y otros medios que puedan servir para eventualidades o socorrer a los operarios que puedan accidentarse. En edificios con estructura de madera o con abundancia de material combustible se dispondrá, como mínimo, de un extintor manual contra incendios.
- Antes de iniciar la demolición se neutralizarán las acometidas de las instalaciones, de acuerdo con las compañías suministradoras. Se taponará el alcantarillado y se revisarán los locales del edificio, comprobando que no existe almacenamiento de materiales combustibles o peligrosos, ni otras derivaciones de instalaciones que no procedan de las tomas del edificio, así como si se han vaciado todos los depósitos y tuberías.
- No se permitirán hogueras dentro ni fuera del edificio. En ningún caso se utilizará el fuego con propagación de llama como medio de demolición.
- Se dejarán previstas tomas de agua para el riego o camión cuba con motor en evitación de formación de polvo, durante los trabajos.
- En la instalación de grúas o maquinaria a emplear se mantendrá la distancia de seguridad a las líneas de conducción eléctrica.
- Antes de a proceder a una demolición tendremos en obra preparados para cualquier intervención urgente; apeos y apuntalamientos necesarios, material suficiente, en caso de una emergencia. En caso, que sean precisos, estos apeos deberán realizarse siempre de abajo hacia arriba, contrariamente a como se realizan los trabajos de demolición.
- Desinfección y desinfección de los Locales del edificio. Se hará en las partes que sea necesario, por haber habido en algún Local almacenes de productos tóxicos, químicos o dependencias que hayan albergado animales; en definitiva, locales donde se hayan podido albergar parásitos. Los sótanos donde pueden albergar roedores. Cubiertas que suelen anidar pájaros, avispas o otros insectos en grandes cantidades.

2.- Durante los trabajos de demolición:

- El orden de demolición se efectuará, en general, de arriba hacia abajo de tal forma que la demolición se realice prácticamente al mismo nivel, sin que haya personas situadas en la misma vertical ni en la proximidad de elementos que se abatan o vuelquen
- Durante la demolición, si aparecen grietas en los edificios medianeros se colocarán testigos, a fin de observar los posibles efectos de la demolición y efectuar su apuntalamiento o consolidación si fuese necesario
- Siempre que la altura de trabajo del operario sea superior a 2 m utilizará arnés de seguridad, anclados a puntos fijos o se dispondrán andamios. Se dispondrán pasarelas para la circulación de madera o metálicas entre viguetas o nervios de forjados a los que

se haya desmontado el entrevigado
- No se suprimirán los elementos atirantados o de arriostramientos en tanto no se supriman o contrarresten las tensiones que inciden sobre ellos
- En elementos metálicos en tensión (*cerchas, vigas, etc.*), se tendrá presente el efecto de oscilación al realizar el corte o al suprimir las tensiones
- Se apuntalarán los elementos en voladizo antes de aligerar sus contrapesos
- En general, se desmontarán sin trocear los elementos que puedan producir cortes o lesiones como vidrios, aparatos sanitarios. El troceo de un elemento se realizará por piezas de tamaño manejable por una sola persona.
- El corte o desmontaje de un elemento, no manejable por una sola persona, se realizará manteniéndolo suspendido por grúa o apuntalado, evitando caídas bruscas y vibraciones que se transmitan al resto del edificio o a los mecanismos de suspensión
- El abatimiento de un elemento se realizará permitiendo el giro pero no el desplazamiento de sus puntos de apoyo, mediante mecanismo que trabaje por encima de la línea de apoyo del elemento y permita el descenso lento
- El vuelco sólo podrá realizarse para elementos despiezables, no empotrados, situados en fachadas hasta una altura de dos plantas y todos los de planta baja. Será necesario previamente, atirantar y/o apuntalar el elemento, rozar inferiormente 1/3 de su espesor o anular los anclajes, aplicando la fuerza por encima del centro de gravedad del elemento. Se dispondrá en el lugar de caída de suelo consistente y de una zona de lado no menor a la altura del elemento más la mitad de la altura desde donde se lanza
- La maquinaria manual, compresores, martillos neumáticos o similares, se utilizarán siempre previa formación del trabajador y con el conocimiento por parte del mismo del uso y manejo del manual del fabricante
- Durante la demolición de elementos de madera, se arrancarán o doblarán las puntas y clavos, para evitar posibles accidentes
- La maquinaría de elevación si las hubiere no se utilizarán para realizar ningún tipo esfuerzos horizontales u oblicuos, no servirán de transporte para los trabajadores, salvo en cesta homologadas para tal fin
- Las cargas de material realizadas con equipos elevadores se comenzarán a elevar lentamente, con el fin de observar si se producen anomalías en cuyo caso, se subsanarán después de haber descendido nuevamente la carga a su lugar inicial.
- La evacuación de escombros, se puede realizar de las siguientes formas:

    - Apertura de huecos en forjados, coincidentes en vertical con el ancho de un entrevigado y longitud de 1 a 1,5 m, distribuidos de tal forma que permitan la rápida evacuación de los mismos. Este sistema sólo podrá emplearse en edificios o restos de edificios con un máximo de 2 plantas y cuando los escombros sean de tamaño manejable
    - Mediante grúa cuando se disponga de un espacio para su instalación y zona para descarga del escombro.
    - Mediante canales. El último tramo del canal se inclinará de modo que se reduzca la velocidad de salida del material y de forma que el extremo quede como máximo a 2 m por encima del suelo o de la plataforma del camión que realice el transporte. El canal no irá situado exteriormente en fachadas que den a la vía pública, salvo su tramo inclinado inferior y su sección útil no será superior a 50x50 cm. Su embocadura superior estará protegida contra caídas accidentales.
    - Por desescombrado mecanizado. La máquina se aproximará a la medianería como máximo la distancia que señale la Documentación Técnica, sin sobrepasar en ningún caso la distancia de 1 m y trabajando en dirección no perpendicular a la medianería.

CONSEJOS PRACTICOS

- *Evitación de polvo*: regando ligeramente los elementos y/o escombros
- *Desinfección de zonas:* cuando pueda transmitir enfermedades contagiosas
- *Zona acopios escombro*: estará acotada y vigilada
- *Acumulación de escombros*: mayor de 100 kg/m², nunca sobre forjados
- *Acumulación de escombros:* nunca sobre andamios o plataformas de trabajo
- *Acumulación de escombros:* nunca contra vallas, muros y soportes, propios o medianeros, mientras éstos deban permanecer en pie.
- *Al finalizar la jornada*: no deben quedar elementos del edificio en estado inestable que el viento y/o las condiciones atmosféricas puedan provocar su derrumbe
- *Protección de lluvia:* mediante lonas o plásticos, las zonas o elementos del edificio que puedan ser afectados por aquella.

3.- Después de la demolición.

- Una vez alcanzada la cota cero, se hará una revisión general de las edificaciones medianeras para observar las lesiones que hayan surgido.
- Vallado del solar, sumideros, arquetas, pozos y apeos quedarán en perfecto estado de servicio.
- Las medianeras, se protegerán de inmediato, con revestimientos de mortero o con revestimiento de espuma de poliuretano.



Figura 10.36 Estado de medianeras después de la demolición.

- Al finalizar la jornada no se deben dejar paredes o elementos en voladizo o en equilibrio inestable o que presenten dudas sobre su estabilidad.

10.4.2. PROCEDIMIENTOS DE TRABAJO

Primeramente en las edificaciones que se van a proceder a su demolición se realizará un reconocimiento previo de toda ella, con la finalidad de tomar y decidir junto con el personal de la empresa de derribos, la forma más segura y eficaz de realizar la demolición del edificio que proceda, en base al Proyecto redactado.

El sistema más extendido es el de demolición Mecánica, y en algunas ocasiones y dependiendo de la preparación previa y de la tipología del edificio a demoler se prepara la misma por medio de procesos manuales, tomando el hombre parte activa y directa en todo el proceso del derribo o parte del mismo de la edificación proyectada.

La demolición mecánica, se realiza con una serie de maquinaría, comentada en los apartados anteriores, que realizan el trabajo dirigidas por los encargados, es una práctica frecuente y en caso muy específicos, la demolición por voladuras, se suele realizar con cargas explosivas colocadas en lugares singulares de la estructura, es una práctica poco utilizada.



Figura 10.37. Demolición por medios mecánicos. Edificio Trafalgar. Cartagena.

Realizada la Demolición total o parcial del inmueble o edificio, se procederá a la retirada de escombros por medio de Retroexcavadora y traslado de los mismos a vertedero por medio de Camión volquete.

1. Fases de trabajo para realizar la demolición de una edificación

1.- Estudio completo de la demolición, *"datos previos"*
2.- Marcar los elementos que no se deben derribar en principio
3.- Analizar y fotografiar las medianeras existentes
4.- Cegado de huecos de fachadas (cierre ventanas, persianas, etc.)
5.- Apeos y apuntalamientos necesarios, según cada caso
6.- Permisos municipales (corte de tráfico rodado incluso peatonal)
7.- Corte de suministro de todas las instalaciones
8.- Desmontaje de elementos reutilizables si procede
9.- Estudio huecos para vertido de escombros en la edificación
10.- Conducto de evacuación de escombros
11.- Tener previsto el acceso y la evacuación de escombros
12.- Instalación de campana o sistema de alarma.
13.- Contar con los medios de protección colectiva suficientes
14.- Comienzo de la demolición en un orden consecuente:

- Salientes de cubierta (chimeneas, conductos)
- Abertura de forjados (entrevigado)
- Forjados
- Paredes y elementos verticales
- Muros de carga
- Retirada de escombros.

2.- Medios auxiliares a emplear en demoliciones

1.- Andamiajes adecuados y/o, estabilizadores de fachadas
2.- Vallado perimetral de la edificación a derribar.
3.- Tolvas, conductos, bateas, para desplazamientos de escombros
3.- Mangueras de agua para eliminar el polvo que se produce
5.- Escaleras de mano
6.- Equipos especiales: martillos neumáticos, pistoletes eléctricos cortes de forjado, pistoletes eléctricos corte de vigas, muros, equipos de oxicorte, etc.

10.4.3. MEDIDAS ESPECÍFICAS: SEGURIDAD

Antes de comenzar las obras de demolición se deben atender todos los aspectos analizados en «**Datos previos**»: neutralizar los acometidas de los diferentes instalaciones del edificio, taponar la red de saneamiento, vaciar los depósitos de sustancias combustibles o peligrosas proteger las bocas de riego y sumideros, así como los árboles y mobiliario urbano que vaya a permanecer en la zona y contratar los servicios de agua y electricidad que se precisen para realizar la demolición.

Se proporcionará a cada trabajador antes del comienzo de los trabajos, el equipo indispensable para su seguridad, como para su protección personal EPI, (cascos, gafas anti fragmento, careta anti chispa, botas y todos los elementos que puedan prevenir eventualidades).

En todas las actuaciones de edificios y en especial con estructura de madera, se preverán medidas especiales contra incendio, por lo menos extintores manuales a pie de obra. No se permitirán hogueras dentro del edificio, bajo ningún concepto.

Para la instalación de maquinaria eléctrica, grúas, etc. se mantendrá la distancia de seguridad a líneas de conducción eléctrica y se consultará el REBT. Así mismo se deben prever accesos cómodos y seguros, tonto para las personas como para los vehículos, señalizándolos adecuadamente.

En fachadas de vía pública y cuando las edificaciones colindantes sean de menor altura se debe de tener al menos las siguientes protecciones:

1.- Vallas de Cerramiento:
De altura no menor de 2,00 m., a una distancia de 1,50 m aproximadamente del edificio, cuando el cerramiento dificulte a los peatones, se realizarán pasos cerrados y protegidos.



2.- Marquesinas Voladas:
Elemento horizontal de SPC.

3.- Redes o Lonas transpirables:
Con la finalidad de proteger el polvo y la retención de elementos a la vía pública.



Figura.10.38. Marquesinas y Redes de protección en demolición.

4.- Apeos y/o Apuntalamientos

Constituyen el soporte provisional de un edificio o de parte de él mientras duran las operaciones de demolición y su objeto es garantizar la seguridad de los operarios, la estabilidad estructural durante el **derribo** y evitar daños a los edificios colindantes. Estos apoyos sustituyen o refuerzan la estructura transmitiendo las cargas hacia otros puntos más estables. **Se realizan siempre de abajo hacia arriba.**

Según las necesidades encontradas en la comprobación previa del edificio y aquellos que surgen durante el trabajo, se pueden ejecutar apuntalamientos y apeos para evitar derrumbamientos bruscos, especialmente en cornisas, vierteaguas, huecos de ventanas, balcones, bóvedas, arcos y hasta paredes enteras.

Siempre que se observen anomalías en los componentes del edificio, tales como grietas en muros y medianerías, cerchas en mal estado, vigas descalzadas en la cabeza, flechas excesivos en forjados, desplome de muros, etc., que se prevea una sobrecarga excesiva en los forjados, o exista la posibilidad de colapso no controlado del edificio o parte de él o de los edificios medianeros es recomendable recurrir a los apeos y apuntalamientos, ya sean de carácter provisional o permanente.

El material más empleado hoy día son los puntales metálicos y en pocas ocasiones es la madera. Como sopandas y durmientes se emplean tablones de superficie rectangular (la escuadría más utilizada es 22 x 7,5 cm) en elementos horizontales y en elementos oblicuos, como apuntalamientos de muros o como arriostramientos.

En exteriores también se emplean perfiles laminados generalmente HEB.



Figura 10.39. Apuntalamiento de emergencia.

Una mala previsión puede causar un accidente, por ejemplo:

- Hundimiento brusco de elementos estructurales por estar los apoyos atacados por hongos, termitas, etc.
- Caídas bruscas de elementos estructurales de equilibrio inestable.
- Caídas de elementos verticales desplomados.
- Derrumbamientos de arcos cuyos empujes no están controlados.
- Hundimiento brusco de cargas excesivas en forjados
- Hundimiento de medianeras por falta de apuntalamientos

5.- Andamios

Los Andamios usados generalmente son los de tipo MODULAR.

Se pueden considerar elementos de protección cuando se usan en combinación con otros elementos para conformar un conjunto de Protección colectiva, sirven para proteger al operario de posibles caídas de altura, a los transeúntes de caídas de objetos, y para arriostrar fachadas.



Figura 10.40. Andamio modular. Básilaca Los Jeronimos. Murcia.

6.- Recomendaciones de seguridad

- Se recomienda adscribir un jefe de equipo por cada cuatro trabajadores como máximo, (Presencia de Recurso preventivo). El trabajador designado será el más cualificado, con mayor experiencia y con formación sobre seguridad.
- La Coordinación de Seguridad y/o la Dirección Técnica de la obra debe explicar a cada equipo los riesgos inherentes a cada operación.
- Como norma general, no se quitarán los marcos de los huecos ya que constituyen un elemento sustentante del dintel.
- Sobre una misma zona no se deben ejecutar trabajos a distintos niveles que por caída de materiales u objetos pueden incidir sobre los inferiores.
- Se cerrará el acceso a las plantas en las cuales no se deba estar trabajando.
- Estudiar bien la iluminación de la zona de trabajo por el peligro que supone, en un edificio en demolición, el juego de luces y sombras, enmascarando posibles huecos, desniveles etc.
- Se inspeccionará cuidadosamente **las cabezas de las vigas de madera** próximas a cocinas, chimeneas, desagües, etc., dada la posibilidad de que estén dañadas.
- Se recomienda utilizar arnés anticaída o andamios de servicio, cuando la altura de trabajo sobre el suelo supere los dos metros.
- Cuando no se puedan instalar andamios en las fachadas, se colocarán dispositivos en voladizo (como máximo dos plantas por debajo del nivel de trabajo) que sirva para recoger la caída de objetos.
- Siempre que sea posible, toda abertura existente o que haya de hacerse en los forjados se protegerá con barandillas perimetrales resistentes o cubriciones, pensadas de manera que no puedan deslizarse y en consecuencia dejar el hueco al descubierto.

- Las escaleras y pasarelas del edificio a demoler que hayan de utilizarse para tránsito de los trabajadores, se mantendrán indemnes y limpias de obstáculos hasta el momento de su derribo.
- El tramo de escaleras entre pisos se demolerá antes que el forjado superior donde se apoya.
- Se recomienda que el derribo de escaleras se ejecute desde una andamiada que cubra el hueco de la misma, retirándose primero los peldaños y losas del rellano y posteriormente, las bóvedas.
- Las chimeneas nunca se abatirán sobre la cubierta. De abatirse mediante cable, se hará hacia el exterior siempre que ello no implique ningún tipo de riesgo y exista distancia de seguridad. Las situadas hacia el centro de las vertientes se desmontarán desde plataformas perimetrales.
- El derribo de la cubierta se iniciará en la cumbrera, prosiguiéndose hacia los aleros y en orden inverso a su construcción. Las cornisas se derribarán desde los andamios exteriores.
- Durante la demolición de forjados tradicionales se extremarán las precauciones, apeando vigas y disponiendo tableros sobre los que se apoyarán los trabajadores. Durante estos trabajos se impedirá el acceso a los tajos mediante señalizaciones y obstáculos desde las plantas inferiores, dejando un único acceso protegido por un fuerte entablado. Se utilizarán tableros de reparto de cargas y pasarelas de tránsito.
- Las vigas de madera, antes de cortarlas, se apearán o colgarán. Las cerchas se descolgarán enteras para luego ser troceadas en el suelo.
- Cuando se utilice el oxicorte se adoptarán las medidas de seguridad reglamentarias para este tipo de trabajos.
- Los escombros deberán evacuarse a través de aberturas en la estructura o mediante conductos al efecto, para evitar sobrecargas, y deberán eliminarse con regularidad, sin permitir que se acumulen en el suelo, para evitar presiones laterales excesivas sobre los muros inferiores.
- Se colocarán pantallas verticales (formadas por andamiajes recubiertos con lonas, sostenidas por grúas etc.) en aquellas zonas donde puedan caer materiales sobre personas o elementos ajenos a la obra.

10.4.4. RIESGOS MÁS FRECUENTES

Demolición, es la acción de derribar un edificio o parte de él, empleando equipos manuales, mecánicos o explosivos.

Los riesgos generales más frecuentes en estos trabajos son:

- Caídas de altura en trabajos de cubiertas, Muros, etc.
- Caídas de altura por hundimiento de la base de trabajo, forjados
- Caída de materiales por no controlar la evacuación de escombros
- Explosiones de gas, por conductos no detectados
- Inundaciones de agua, por no cortar antiguas derivaciones
- Contactos eléctricos directos, por no suprimir la energía eléctrica.
- Contactos eléctricos Indirectos, por falta de protecciones en el cuadro eléctrico.
- Sobreesfuerzos
- Inhalación de Polvo generado por el propio derribo
- Cortes, Atrapamientos y Golpes con objetos
- Posible Daños a terceros por caída de Escombros a vía pública

RIESGO	CAUSA
Caídas de altura	AUSENCIA DE PROTECCIONES EN HUECOS. MAL USO DE ESCALERAS DE MANO. TRABAJAR SIN CINTURON DE SEGURIDAD. ANDAMIOS INCONSISTENTES.
Contactos eléctricos	FALTA DE PROTECCION EN LINEAS AREAS. PRESENCIA DE CABLES SUELTOS.
Sobre carga de forjados	ORGANIZACION DEFICIENTE. AUSENCIA DE APEOS.
Desprendimientos de elementos verticales	CAIDA LIBRE DE ESCOMBROS. FALTA DE PROTECCIONES.
Ruina del edificio	AUSENCIA DE MEDIDAS EN MEDIANERIAS, ELECCION INADECUADA SISTEMA DERRIBO, FALTA DE ARRIOSTRAMIENTO. DEMOLICION DE FORJADOS, QUEDANDO LOS MUROS DE CIERRE AL AIRE.
Generación de polvo	FALTA DE RIEGO EN LA ZONA
Infecciones	NO PREVEER EL USO ANTERIOR, DEL EDIFICIO (HOSPITAL, ALMACEN, ETC...)
Voladuras incontroladas	TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO DE EXPLOSIVOS INADECUADAMENTE. MANEJO DE EXPLOSIVOS POR PERSONAL INCOMPETENTE.

10.5. SEGURIDAD EN ACTUACIONES DE EMERGENCIA

Las lesiones sufridas por quienes trabajan en la zona de desastre suelen ser el resultado de la caída de materiales o escombros de estructuras inestables, así como otras superficies peligrosas.

Los riesgos de caída de objetos pueden incluir:

- Escombros sueltos
- Elementos del sistema constructivo
- Objetos dentro de un edificio no asegurado, como bañeras, muebles, etc.

Tomaremos máximas precauciones cuando se trabaje en estas zonas, como llevar equipos de protección adecuados (EPI), (Casco, ropa de trabajo, calzado de seguridad, guantes, gafas de protección y equipo de respiración autónoma en caso necesario).

10.5.1. ESCOMBROS AMONTONADOS Y SUPERFICIES INESTABLES

- Camine y trabaje únicamente sobre superficies de las que puede estar seguro que son estables
- Si se ha producido un incendio, busque material que siga ardiendo en o debajo de la superficie

- Tenga cuidado con los materiales peligrosos
- Use otros modos para llegar a las superficies de trabajo, como una grúa con cesto
- Levante andamios y apoye los equipos elevadores en superficies estables, y ánclelos a estructuras firmes
- Utilizar la protección contra caídas, con las cuerdas de salvamento atadas a los puntos de anclaje convenientes, incluidas las grúas, siempre que sea posible
- Cuidado con el peligro de caída de objetos de otros pisos

10.5.2. INCENDIOS Y FUEGO EN LOS ESCOMBROS

- El 25% de las muertes relacionadas con los incendios en son provocadas por los incendios latentes
- Los rescoldos ocultos pueden durar semanas, y el fuego puede avivarse si se combina con materiales combustibles o si encuentra oxígeno (por ejemplo, si se remueven los escombros durante las operaciones de limpieza).
- Tenga a mano por lo menos dos extintores de incendios de tipo Polvo o de CO2 depende del tipo de incendio, en todas las actividades de limpieza.



Figura 10.41. Riesgo de incendios.

10.5.3. ESPACIOS CONFINADOS DENTRO DE UNA EDIFICACIÓN INESTABLE

Un espacio confinado es un lugar o un espacio con difícil acceso, estrecho y salidas limitadas, suficiente para que entre el cuerpo de una persona, no está diseñado para ser ocupado.

Ejemplos: calderas, fosos, tanques sépticos, bóvedas, pozos, sótanos, zanjas, estructuras colapsadas y huecos de ascensor

Los riesgos que podemos encontrar son:

- Deficiencia o falta de oxígeno
- Quedar atrapado sin vuelta a tras
- Atmósfera peligrosa
- Claustrofobia
- Cualquier otro riesgo grave para la S+S de cualquier trabajador

Antes de entrar a un espacio confinado, deberá:

- Asegurarse de que la persona que entre esté capacitado para la labor encomendada (formación e información)
- Ventilar y hacer pruebas del aire para evitar una atmósfera peligrosa
  Por ejemplo, usar un indicador de Gas combustible, para detectar y medir las concentraciones en el aire de gases o vapores y/o un Detector de Fotoionización, para detectar vapores orgánicos.
- Bloquear o etiquetar todas las fuentes de energía dentro del espacio
- Facilitar el EPI adecuado, y si es posible, los aparatos autónomos de respiración.
- Poner barreras para el tráfico exterior como vehículos y peatones
- Proveer escaleras o equipos similares para la entrada y la salida seguras
- Tener a mano equipo de rescate y contar con personal capacitado.
- Proveer buen equipo de comunicación y sistemas de alarma

Si el espacio confinado es producto de un colapso estructural, antes de entrar haga que un Técnico cualificado inspeccione el espacio y autorice el trabajo

10.5.4. USO DE MAQUINARIA EN LA DEMOLICIÓN

La maquinaría siguiente, puede ser el equipo pesado que pueden usarse en las operaciones de rescate tras un terremoto:

- Excavadores frontales
- Excavadoras y retroexcavadoras de todo tipo
- Bobcats (cargador de dirección deslizante)
- Grúas móviles
- Camión basculante
- Etc.

Para ello se mantendrán las normas de seguridad establecidas, en cada caso durante la actuación de la maquinaria en la demolición.

10.5.5. MATERIALES PELIGROSOS QUE PUEDEN ENCONTRARSE ENTRE LOS ESCOMBROS

Los materiales peligrosos que podemos encontrarnos en demolición o recogida de material de un edificio que ha sufrido una ruina inminente pueden ser: Asbesto (amianto), Plomo, Ceniza, Botellas de gas comprimido y gas propano, Bidones de gasolina (y otros recipientes de combustible), Sustancias químicas a granel y recipientes con agentes químicos, Pilas de ácido de plomo, Pinturas y disolventes, Pesticidas y fertilizantes a granel, Materiales mohosos, Transformadores eléctricos, Aparatos de aire acondicionado, Aparatos de metal y equipos grandes, Automóviles, Transformadores, Otras partículas contaminantes, etc.

10.5.6. RIESGOS HIGIÉNICOS QUE SE PUEDEN REDUCIR:

- **Polvo**: riego de escombros y/o mascarillas auto filtrantes
- **Humos**: mascarillas adecuadas.
- **Ruido**: tapones, auriculares, silenciadores, etc.
- **Vibraciones:** amortiguadores, fajas.

Debiendo procederse a mediciones periódicas de ruido, polvo y gases, especialmente en sótanos y espacios confinados



Figura 10.42. Demolicion de edificación mecanicamente. Cerramiento perimetral.

10.6. EQUIPOS DE PROTECCION INDIVIDUAL. (EPI)

Protegen las partes del cuerpo de los trabajadores.

- **Protección de la cabeza:**
  Casco: debe ser sólido, resistente y de superficies lisas, ligero (el peso no debe exceder los 250 gr) y cómodo con posibilidad de aireación del interior una vez colocado

- **Protección de los oídos:**
  Casco anti ruido: está formado por dos orejeras unidas por una lámina de acero
  Tapones protectores: pequeños masas que se adoptan a la cavidad del oído externo

- **Protección de ojos y cara:**
  Gafas de tipos diversos: se aplican frente a riesgos como impactos por partículas sólidas, polvo en suspensión en lo atmósfera, radiaciones visibles, radiaciones infrarrojos o ultravioletas, trabajos con líquidos y vapores corrosivos o trabajos a altas temperaturas.

- **Protección de las vías respiratorias:**
  Sistemas filtrantes: máscaras anti polvo, antigás que actúan con filtración química.

- **Protección de las manos:**
  Guantes: Según el tipo de trabajo hay en el mercado distintos tipos de guantes: de caucho para trabajos eléctricos, de neopreno paro resistir la abrasión y los agentes químicos, de algodón para trabajos ligeros, de plástico para manipular productos químicos y abrasivos, de amianto contra quemaduras, de malla metálica para la manipulación de piezas cortantes, de lona y de cuero para diversos tipos de trabajo.
  Para prevenir Dermatosis profesionales existen cremas, barreras o películas siliconas.

- **Protección de los pies:**
  Calzado de seguridad es muy variado, en función del tipo de trabajo debe contener los siguientes componentes: Suelo antideslizante, puntera rígida anti aplastamiento, plantilla indeformable de acero y anti clavos, almohadillado a la altura de los tobillos, conjunto impermeable para agua.

- **Protección caída:**
  Cinturones de seguridad: Se utilizan para evitar caídas de altura
  Dispositivos Antiácidas: son aparatos que enganchados o un anclaje situado más alto que el lugar de trabajo permiten en caso de caído una parado casi instantáneo







Figura 10.43. Aquipos de Protección Individual.

10.7. SISTEMAS DE PROTECCIÓN COLECTIVA. (SPC)

Son todos los equipos o sistemas que tienen como misión la protección de terceros (edificios colindantes, viandantes, etc.) y de los trabajadores implicados directamente en la acción que se desarrolla. Estas medidas constan de estructuras que se montan en los lugares de trabajo o en la maquinaria que conlleve riesgos que puedan afectar o los trabajadores.

En demoliciones se deben mantener todos aquellos elementos que posea el edificio y que puedan servir de protección colectiva como antepechos, barandillas, escaleras...

A diferencia de las protecciones personales (EPI), que son utilizadas directamente por el operario para su propia protección, las protecciones colectivas, (SPC), se sitúan en el puesto de trabajo, resguardándolo del entorno y del posible riesgo que éste conlleve.

- **Protecciones colectivas incorporadas a los equipos. Medios y Maquinas:**
  Interruptores, diferenciales, tomas de tierra, barandillas de protección

- **Protecciones colectivas incorporadas a la Obra:**
  Exigen un esfuerzo de organización pero resultan económicas, barandillas de escaleras, de balcones, etc.

- **Protecciones colectivas específicas:**
  Son opcionales de acuerdo con las características de cada obra.

- **Señalización:**
  Banderas de Señalización, cintas reflectantes, carteles de aviso, señales de tráfico, señales de prevención de riesgo, indicadores, etc.

- **Pantallas / tableros:**
  Marquesinas de protección, tableros que cubren huecos, etc.

- **Redes de seguridad / pescantes:**
  Realizadas de Poliamida de alta tenacidad de nudos termo fijados, de 8,00 por 6,00 m, y de cuadro de 10X10.

- **Barandillas de protección:**
  Incorporada al forjado, con puntales, tipo sargento, especiales para huecos, etc.

- **Cerramientos de huecos horizontales:**
  Redes de seguridad, Tableros de madera. Mallazos electro soldados

- **Protecciones complementarias:**
  Tubos para evacuación de escombros, plataformas de descarga materiales, etc.

- **Balizas portátiles:**
  Metálicas, madera, o combinación de ambas

- **Protecciones contra incendios:**
  Extintores de Mano, etc.

BILIOGRAFIA:

REAL DECRETO 773/1997, 30 de mayo, sobre disposiciones mínimas de seguridad y salud relativas a la utilización por los trabajadores de equipos de protección individual.
BOE nº 140 12-06-1997

REAL DECRETO 1215/1997, de 18 de julio por el que se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud para la utilización por los trabajadores de los equipos de trabajo. BOE nº 188 07-08-1997

REAL DECRETO 1627/1997, de 24 de octubre, por el que se establecen disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción. BOE nº 256 25-10-1997.

GARCIA VALCARCE, A. *Derribos y demoliciones. EUNSA. Pamplona 1995.*

MORA VIEYRA, E. *Manual de Demoliciones y reciclaje de materiales.* UCAM 2010.

VV. AA. FUEYO L. *Manual de demoliciones, reciclaje, y manipulación de materiales*. Fuello Editores. Madrid 2003

EVALUACIÓN RAPIDA DE DAÑOS

EXPEDIENTE Nº

Ref Catastral | **Evaluador/es** | **Sector**

IDENTIFICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Dirección: Calle ☐ Avda. ☐ Carretera ☐ Camino ☐

Nombre de la vía: ☐ Número ☐

Nombre del edificio:

Nº Plantas sobre rasante ☐ Nº Plantas Sótano ☐

Uso Edificio	*Residencial* ☐	*Salud* ☐	*Deportivo* ☐	*Comercial* ☐	*Otros indicar* ☐
	Oficinas ☐	*Hotelero* ☐	*Industrial* ☐	*Educación* ☐	

Uso Planta Baja	*Residencial* ☐	*Comercial* ☐	*Garaje* ☐	*Oficinas* ☐
	Otros indicar:			

DAÑOS OBSERVADOS EN LA EDIFICACIÓN:

Existe colapso:	No ☐	**ROJO**	Parcial ☐	Total ☐
Asiento de cimentación	No ☐		Si ☐	
No se pudo determinar ☐				
Inclinación aparente	No ☐		Todo el edificio ☐	A partir del piso nº ☐

(Marcar con aspa sobre el nombre del color que proceda tras la inspección)

Daños estructurales nulos o irrelevantes

VERDE

Cuando no se den daños estructurales tipo 1, 2 ó 3, ni daños de riesgo en albañilería: accesos y cajas de escalera accesibles, fachadas sin riesgo inminente, etc.

Intervención: sólo tareas de adecuación de elementos con riesgo de caída: escayolas, molduras, revestimientos, etc.

Acceso: se permite el acceso general con la prudencia personal de los usuarios en cuanto a caída de escayolas, revestimientos, etc.

Daños estructurales moderados

AMARILLO

Cuando se den daños en pilares o vigas del tipo 1, 2 ó 3 con un agrietamiento leve (ancho entre 1-2 mm) en menos del 40% de estos elementos.

Intervención: apuntalamientos parciales y desmontaje de elementos de albañilería con riesgo: petos, cornisas, etc. Acordonamiento de accesos y zonas de riesgo especial.

Acceso: desalojo en general y sólo, tras la intervención anterior, acceso puntual y en periodos cortos, a usuarios para retirada de enseres, pertenencias básicas, etc. hasta la reparación estructural.

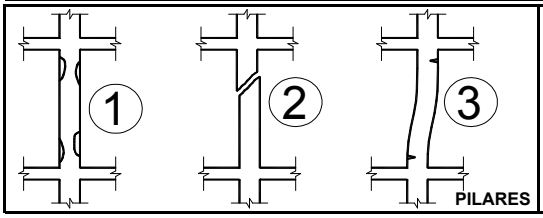
Daños estructurales graves

ROJO

Cuando se den daños en pilares o vigas del tipo 1, 2 ó 3 con un agrietamiento leve (ancho entre 1-2 mm) en el 40% o mas de estos elementos y/o agrietamiento fuerte (ancho > 2 mm) y barras expuestas en mas del 20 % de estos elementos, o existan zonas con riesgo de colapso inminente.

Intervención: apuntalamientos y acordonamiento general de la edificación con distancia de seguridad. Solo en casos extremos de riesgo inminente: demolición de partes de edificación, elementos con riesgo, cajas de escalera, fachadas etc., previo *informe técnico municipal y autorización administrativa*.

Acceso: desalojo general y pendiente de informe técnico para reparación y/o demolición total o parcial



RECOMENDACIONES Y MEDIDAS DE SEGURIDAD

Evacuar edificación vecina Izquierda ☐ Derecha ☐ Frontal ☐ Trasera ☐

Requiere segunda evaluación (indicar): _____

_____

Acceso parcial o zonal (indicar): _____

_____

Prohibido el acceso ☐

Nº Viviendas desalojadas ☐ Estimación personas desalojadas ☐
(3 personas/vivienda)

Apuntalamiento: En el exterior ☐ En el interior ☐

Indicar/Croquis:

Demolición de elementos con peligro de caida/vuelco: Exteriores ☐ Interiores ☐

Indicar/Croquis:

Otras medidas a adoptar (acordonar, cortar calles)/Croquis/Situación/Otros:

Indicar:

Fecha de evaluación

Dia	Mes	Año	Hora

El/Los Evaluador/es

Firma

EVALUACIÓN RAPIDA DE DAÑOS

EXPEDIENTE Nº

Ref Catastral | **Evaluador/es** | **Sector**

IDENTIFICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Dirección: Calle ☐ Avenida ☐ Carretera ☐ Camino ☐

Nombre de la via: | Número ☐

Nombre del edificio:

Nº Plantas sobre rasante ☐ Nº Plantas Sótano ☐

Uso Edificio	*Residencial* ☐	*Salud* ☐	*Deportivo* ☐	*Comercial* ☐	*Otros indicar* ☐
	Oficinas ☐	*Hotelero* ☐	*Industrial* ☐	*Educación* ☐	
Uso Planta Baja	*Residencial* ☐	*Comercial* ☐	*Garaje* ☐	*Oficinas* ☐	
Otros indicar:					

RESULTADO FINAL DE LA EVALUACIÓN — **VERDE** | **AMARILLO** | ***ROJO***

DAÑOS OBSERVADOS EN LA EDIFICACIÓN:

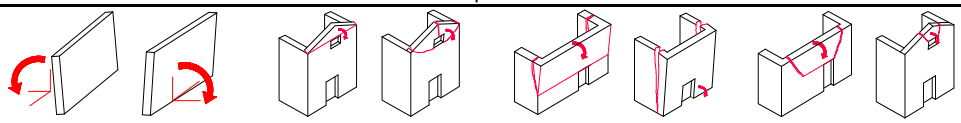
Existe colapso:	No ☐	**ROJO**	Parcial ☐	Total ☐
Asiento de cimentación	No ☐		Si ☐	
No se pudo determinar ☐				
Inclinación aparente	No ☐		Todo el edificio ☐	A partir del piso nº ☐

En elementos estructurales verticales:

Muros

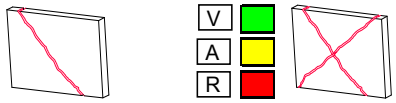
MV — **V**uelco parcial o total

V ☐ A ☐ R ☐



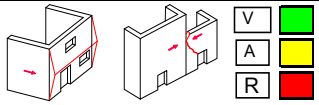
MFD/MFC — **F**ractura **D**iagonal / **F**ractura **C**ruzada

V ☐ A ☐ R ☐



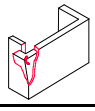
MFG/ — **F**ractura por **G**olpeo /

V ☐ A ☐ R ☐



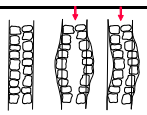
MEF — **E**squina **F**racturada

V ☐ A ☐ R ☐



MA — **A**bombamiento

☐ A ☐ R ☐



MSH — **S**eparación de sus **H**ojas

☐ A ☐ R ☐



MDE/MDI — **DE**slizamiento / **DI**slocación

☐ A ☐ R ☐

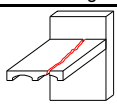
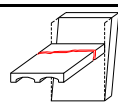


Apuntalamiento / Demolición / Otros:

Indicar/Croquis:

En elementos estructurales horizontales:

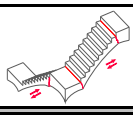
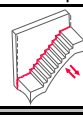
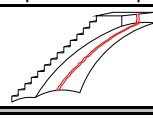
Forjados de viguetas y revolton

FGL	Grieta Longitudinal por arrastre de fachada	FGT/	Grieta Transversal /
V / A		V / A	
			V / A / R

Apuntalamiento / Demolición / Otros:

Indicar/Croquis:

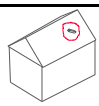
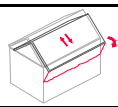
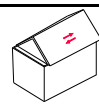
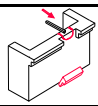
Escaleras

EMZ	Grietas en Unión de Mesetas y Zancas	EAM/EL	Arraste parcial por Muro soporte/Grieta Longitudinal
A / R		V / A / R	 

Apuntalamiento / Demolición / Otros:

Indicar/Croquis:

Cubiertas

CDP	Derrumbe Parcial	CDES	DESlizamiento
A / R	 	V / A / R	
CDA	**D**esprendimiento de **A**leros		
V / A		V / A / R	

Apuntalamiento / Demolición / Otros:

Indicar/Croquis:

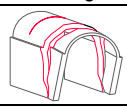
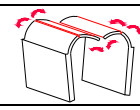
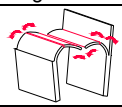
Fecha de evaluación

Dia	Mes	Año	Hora

El/Los Evaluador/es

Firma

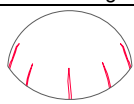
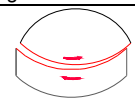
Bóvedas

BAT	Agrietamiento Transversal	BAL	Agrietamiento Longitudinal
V / A / R		A / R	
BAF	Agrietamiento por **A**rrastre de **F**achada		
A / R		V / A / R	

Apuntalamiento / Demolición / Otros:

Indicar/Croquis:

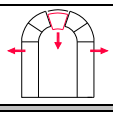
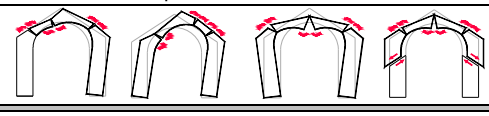
Cupulas

CAV	Agrietamiento Vertical	CAH/	Agrietamiento Horizontal /
V / A / R		A / R	 V / A / R

Apuntalamiento / Demolición / Otros:

Indicar/Croquis:

Arcos

ADD	Descenso de Dovelas	ADE	Desplazamiento de Estribo
A / R		A / R	

Apuntalamiento / Demolición / Otros:

Indicar/Croquis:

RECOMENDACIONES Y MEDIDAS DE SEGURIDAD

Evacuar edificación vecina Izquierda ☐ Derecha ☐ Frontal ☐ Trasera ☐

Requiere segunda evaluación (indicar): _____

Acceso parcial o zonal (indicar): _____

Prohibido el acceso ☐

Nº Viviendas desalojadas ☐ Estimación personas desalojadas ☐
(3 personas/vivienda)

Otras medidas a adoptar (acordonar, cortar calles)/Situación/Otros: En el exterior ☐ En el interior ☐

Croquis/Indicar:

Fecha de evaluación

Dia	Mes	Año	Hora

El/Los Evaluador/es

Firma

DOCUMENTACIÓN WEB

PLAN ESPECIAL DE PROTECCIÓN CIVIL ANTE EL RIESGO SÍSMICO EN LA REGIÓN DE MURCIA (SISMIMUR)

- http://www.112rm.com/dgsce/planes/sismimur-home.php

GUÍA PARA LA DEFINICIÓN DE UNA ESTRATEGIA ANTISÍSMICA EN EL PROYECTO DE EDIFICIOS DE NUEVA PLANTA

- http://www.carm.es/web/pagina?IDCONTENIDO=10655&IDTIPO=246&RASTRO=c2195$m36284,36305

GUÍA PARA LA DEFINICIÓN DE UNA ESTRATEGIA ANTISÍSMICA EN EL PROYECTO DE EDIFICIOS DE NUEVA PLANTA. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

- http://www.carm.es/web/pagina?IDCONTENIDO=10675&IDTIPO=246&RASTRO=c2195$m36284,36305

GUÍA PARA LA RESTITUCIÓN DE LA CAPACIDAD FRENTE AL SISMO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, TABIQUES, CERRAMIENTOS, PETOS Y ESCALERAS DE EDIFICIOS DAÑADOS EN EL SISMO DE LORCA

- http://www.carm.es/web/pagina?IDCONTENIDO=11436&IDTIPO=246&RASTRO=c84$m22724,22812,37947,456,39448

GUÍA DE INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN EN SITUACIÓN DE EMERGENCIA DE DAÑOS DEBIDOS AL SISMO EN EDIFICIOS (I)

- http://www.carm.es/web/pagina?IDCONTENIDO=12156&IDTIPO=246&RASTRO=c84$m22724,22812,37947,456,39448

Región de Murcia

Consejería de Presidencia y Empleo
Dirección General de Seguridad Ciudadana y Emergencias

Consejería de Educación, Cultura y Universidades
Dirección General de Bienes Culturales

Consejería de Fomento, Obras Públicas y Ordenación del Territorio
Dirección General de Arquitectura, Vivienda y Suelo

COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MURCIA

Colegio Oficial de Aparejadores, Arquitectos Técnicos e Ingenieros de Edificación

Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos

UCAM
Universidad Católica de Murcia

Universidad Politécnica de Cartagena

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

Servicio Contra Incendios y Salvamento del Ayuntamiento de Cartagena

Consorcio de Extinción de Incendios y Salvamento

Servicio de Extinción de Incendios y Salvamento del Ayuntamiento de Murcia

Protección Civil Región de Murcia

emergencias 112 REGIÓN DE MURCIA