

Memoria de cálculo  
**CYPECAD**

# CYPECAD

Memoria de cálculo



Software *para*  
**Arquitectura,  
Ingeniería y  
Construcción**

**CYPE Ingenieros, S.A.**

Avda. Eusebio Sempere, 5  
03003 Alicante  
Tel. (+34) 965 92 25 50  
Fax (+34) 965 12 49 50  
cype@cype.com

**CYPE Madrid**

Augusto Figueroa, 32-34, bajo  
28004 Madrid  
Tel. (+34) 915 22 93 10  
Fax (+34) 915 31 97 21  
cype.madrid@cype.com

**CYPE Catalunya**

Almogàvers, 64-66, 2º A  
08018 Barcelona  
Tel. (+34) 934 85 11 02  
Fax (+34) 934 85 56 08  
cype.catalunya@cype.com

**[www.cype.com](http://www.cype.com)**

**IMPORTANTE: ESTE TEXTO REQUIERE SU ATENCIÓN Y SU LECTURA**

La información contenida en este documento es propiedad de CYPE Ingenieros, S.A. y no puede ser reproducida ni transferida total o parcialmente en forma alguna y por ningún medio, ya sea electrónico o mecánico, bajo ningún concepto, sin la previa autorización escrita de CYPE Ingenieros, S.A. La infracción de los derechos de propiedad intelectual puede ser constitutiva de delito (arts. 270 y sgts. del Código Penal).

Este documento y la información en él contenida son parte integrante de la documentación que acompaña a la Licencia de Uso de los programas informáticos de CYPE Ingenieros, S.A. y de la que son inseparables. Por consiguiente está amparada por sus mismas condiciones y deberes.

No olvide que deberá leer, comprender y aceptar el Contrato de Licencia de Uso del software del que es parte esta documentación antes de utilizar cualquier componente del producto. Si NO acepta los términos del Contrato de Licencia de Uso, devuelva inmediatamente el software y todos los elementos que le acompañan al lugar donde lo adquirió para obtener un reembolso total.

Este manual corresponde a la versión del software denominada por CYPE Ingenieros, S.A. como CYPECAD. La información contenida en este documento describe sustancialmente las características y métodos de manejo del programa o programas a los que acompaña. La información contenida en este documento puede haber sido modificada posteriormente a la edición mecánica de este libro sin previo aviso. El software al que acompaña este documento puede ser sometido a modificaciones sin previo aviso.

CYPE Ingenieros, S.A. dispone de otros servicios entre los que se encuentra el de Actualizaciones, que le permitirá adquirir las últimas versiones del software y la documentación que le acompaña. Si Ud. tiene dudas respecto a este escrito o al Contrato de Licencia de Uso del software o quiere ponerse en contacto con CYPE Ingenieros, S.A., puede dirigirse a su Distribuidor Local Autorizado o al Departamento Posventa de CYPE Ingenieros, S.A. en la dirección:

Avda. Eusebio Sempere, 5 · 03003 Alicante (España) · Tel: +34 965 92 25 50 · Fax: +34 965 12 49 50 · [www.cype.com](http://www.cype.com)

© CYPE Ingenieros, S.A.

Editado e impreso en Alicante (España)

Windows ® es marca registrada de Microsoft Corporation ®

## Presentación

**CYPECAD** es el software para el proyecto de edificios de hormigón armado y metálicos que permite el análisis espacial, el dimensionado de todos los elementos estructurales, la edición de las armaduras y secciones y la obtención de los planos de construcción de la estructura.

Realiza el cálculo de estructuras tridimensionales formadas por soportes y forjados, incluida la cimentación, y el dimensionado automático de elementos de hormigón armado y metálicos.

Si dispone de **CYPE 3D** puede realizar o importar obras de CYPE 3D como estructuras 3D integradas (perfiles de acero, aluminio, madera o cualquier material) con 6 grados de libertad por nudo, incluyendo el dimensionamiento y optimización de secciones.

Con **CYPECAD**, el proyectista tiene en su mano una herramienta precisa y eficaz para resolver todos los aspectos relativos al cálculo de su estructura de hormigón de cualquier tipo y metálica. Está adaptado a las últimas normativas españolas y de numerosos países.

Se presenta en dos versiones:

**1. Completa.** Dispone de todas las posibilidades del programa. Sin limitación alguna en el número de pilares, plantas, metros cuadrados de forjados, etc.

**2. Limitada.** Se pueden calcular estructuras con un máximo de treinta pilares, cuatro grupos o tipos de planta diferentes, cinco plantas en total y cien metros lineales de muros.

En esta versión se siguen incorporando ayudas "on line" asociadas a opciones de los diálogos o a ventanas, lo cual facilita la consulta y el manejo del programa.

Con **CYPECAD** tendrá siempre el control total del proyecto. Sin riesgos.

Si además posee el programa **CYPE 3D**, podrá utilizar la conexión entre ambos programas mediante el uso de las "**Estructuras 3D integradas**".



## Índice general

Presentación .....	3
<b>1. Memoria de cálculo .....</b>	<b>11</b>
1.1. Descripción de problemas para resolver .....	11
1.2. Descripción del análisis efectuado .....	11
1.3. Discretización de la estructura .....	12
1.3.1. Consideración del tamaño de los nudos .....	15
1.3.2. Redondeo de las leyes de esfuerzos en apoyos .....	16
1.4. Opciones de cálculo .....	18
1.4.1. Redistribuciones consideradas .....	18
1.4.2. Rigideces consideradas .....	20
1.4.3. Coeficientes de rigidez a torsión .....	20
1.4.4. Coeficiente de rigidez axil .....	20
1.4.5. Momentos mínimos .....	20
1.4.6. Otras opciones .....	21
1.5. Acciones a considerar .....	24
1.5.1. Acciones verticales .....	24
1.5.2. Acciones horizontales .....	26
1.6. Materiales a emplear .....	34
1.6.1. Hormigón en cimentación, forjados, pilares y muros .....	34
1.6.2. Acero en barras .....	35
1.6.3. Acero en pilares metálicos, vigas metálicas y placas de anclaje .....	35
1.6.4. Materiales en Estructuras 3D integradas .....	35
1.7. Coeficientes de parciales de seguridad .....	35
1.7.1. Método de cálculo .....	35
1.7.2. Materiales .....	36
1.7.3. Acciones .....	36
1.8. Combinaciones .....	36
1.8.1. Estados límite últimos .....	36
1.9. Datos de entrada .....	38
1.9.1. Datos generales de la obra .....	38
1.9.2. Acciones. Cargas. Plantas/grupos .....	40
1.9.3. Viento .....	40
1.9.4. Sismo .....	40
1.9.5. Resistencia al fuego .....	40
1.9.6. Hipótesis adicionales (cargas especiales) .....	41
1.9.7. Estados límite (combinaciones) .....	41
1.9.8. Datos generales de pilares, arranques y pantallas (Entrada de pilares) .....	41
1.9.9. Datos del forjado (Entrada de vigas) .....	42
1.9.10. Cargas. Vigas inclinadas. Diagonales de arriostramiento	51
1.9.11. Escaleras .....	51
1.10. Cálculo de la estructura .....	51
1.11. Obtención de resultados .....	52
1.11.1. Consulta por pantalla .....	52
1.11.2. Listados por impresora .....	56
1.11.3. Dibujo de planos .....	57
1.12. Comprobación y dimensionamiento de elementos .....	58
1.12.1. Vigas de planos horizontales e inclinados .....	58
1.12.2. Vigas inclinadas .....	65

1.12.3. Vigas metálicas . . . . .	65	2.10.1. Losas . . . . .	92
1.12.4. Vigas de madera . . . . .	66	2.10.2. Vigas . . . . .	92
1.12.5. Pilares, pantallas y muros de hormigón armado . . . . .	66	<b>3. Muros . . . . .</b>	<b>93</b>
1.12.6. Forjados unidireccionales . . . . .	69	3.1. Muros de fábrica . . . . .	93
1.12.7. Losas mixtas . . . . .	69	3.1.1. Características de los muros de fábrica . . . . .	94
1.12.8. Placas aligeradas . . . . .	69	3.1.2. Introducción de los muros de fábrica . . . . .	94
1.12.9. Forjados de losa maciza . . . . .	69	3.1.3. Utilización correcta de los muros de fábrica . . . . .	94
1.12.10. Forjados reticulares . . . . .	72	3.2. Muros de hormigón armado . . . . .	98
1.13. Deformaciones en vigas . . . . .	73	3.2.1. Muros de sótano de hormigón armado . . . . .	98
1.14. Deformaciones en forjados . . . . .	74	3.2.2. Muros portantes (pantallas) . . . . .	101
1.14.1. Forjados unidireccionales . . . . .	74	3.2.3. Utilización correcta de los muros de hormigón armado . . . . .	101
1.14.2. Losas mixtas . . . . .	74	3.2.4. Dimensionado del muro . . . . .	102
1.14.3. Forjados de losa maciza y reticulares . . . . .	74	3.2.5. Dimensionado de la cimentación . . . . .	103
1.14.4. Elementos de cimentación . . . . .	82	3.3. Consejos prácticos para el cálculo de muros de sótano de hormigón armado en edificios . . . . .	103
<b>2. Losas y vigas de cimentación . . . . .</b>	<b>83</b>	3.3.1. Revisión de los resultados de cálculo del muro . . . . .	104
2.1. Discretización . . . . .	83	<b>4. Cimentaciones aisladas . . . . .</b>	<b>107</b>
2.2. El módulo de balasto en losas y vigas de cimentación . . . . .	83	4.1. Cimentaciones aisladas . . . . .	107
2.3. Opciones de cálculo . . . . .	86	4.2. Módulo Cálculo avanzado de cimentaciones superficiales . . . . .	108
2.4. Acciones a considerar . . . . .	86	4.3. Zapatas aisladas . . . . .	109
2.5. Materiales a emplear . . . . .	86	4.3.1. Tensiones sobre el terreno . . . . .	110
2.6. Combinaciones y comprobaciones . . . . .	86	4.3.2. Estados de equilibrio . . . . .	110
2.7. Cálculo de losas y vigas de cimentación . . . . .	87	4.3.3. Estados de hormigón . . . . .	110
2.8. Resultados del cálculo . . . . .	91	4.4. Zapata corrida bajo muro . . . . .	112
2.9. Comprobación y dimensionado de elementos . . . . .	92	4.5. Vigas centradoras . . . . .	113
2.9.1. Vigas . . . . .	92	4.6. Vigas de atado . . . . .	114
2.9.2. Losas . . . . .	92	4.7. Encepados (sobre pilotes) . . . . .	114
2.10. Recomendaciones generales . . . . .	92		

4.7.1. Criterios de cálculo	115	6.4.1. Geometría	126
4.7.2. Criterio de signos	115	6.4.2. Dimensionamiento y comprobación	126
4.7.3. Consideraciones de cálculo y geometría	115	6.5. Viguetas de madera	126
4.7.4. Strut 3D	117	6.5.1. Geometría	126
4.8. Placas de anclaje	118	6.5.2. Dimensionamiento y comprobación	127
4.9. Zapatas de hormigón en masa	119	6.6. Viguetas JOIST	127
4.9.1. Cálculo de zapatas como sólido rígido	119	6.6.1. Geometría	127
4.9.2. Cálculo de la zapata como estructura de hormigón en masa	119	6.6.2. Rigidez considerada	127
4.9.3. Listado de comprobaciones	121	6.6.3. Dimensionamiento de la vigueta	127
4.10. Comprobaciones particulares para la norma considerada (zapatas, vigas y encepados)	122	6.7. Comentarios sobre la utilización de los forjados unidireccionales	127
4.11. Zapatas con límites no rectangulares	122		
<b>5. Ménsulas cortas</b>	<b>123</b>	<b>7. Forjados inclinados</b>	<b>130</b>
<b>6. Forjados unidireccionales de viguetas</b>	<b>124</b>	7.1. Dimensionamiento de elementos	133
6.1. Viguetas de hormigón	124	<b>8. Vigas mixtas</b>	<b>134</b>
6.1.1. Geometría	124	<b>9. Losas mixtas</b>	<b>135</b>
6.1.2. Rigidez considerada	124	<b>10. Escaleras</b>	<b>138</b>
6.1.3. Estimación de la flecha	124	10.1. Datos comunes del núcleo de escaleras	138
6.2. Viguetas armadas / Viguetas pretensadas	124	10.2. Datos de los tramos del núcleo de escaleras	139
6.3. Viguetas in situ	125	10.3. Resultados, listados y planos del módulo Escaleras	140
6.3.1. Geometría	125	<b>11. Estructuras 3D integradas</b>	<b>142</b>
6.3.2. Rigideces	125	<b>12. Implementación de normativa</b>	<b>143</b>
6.3.3. Estimación de la flecha	125	12.1. Implementaciones normativa española	143
6.3.4. Dimensionamiento a flexión	125	12.1.1. Acciones a considerar	143
6.3.5. Dimensionamiento a cortante	125	12.1.2. Materiales a emplear	146
6.4. Viguetas metálicas	126	12.1.3. Norma EH-91	146

12.1.4. Datos de entrada	147	12.4.6. Datos de entrada	161
12.1.5. Obtención de resultados	147	12.4.7. Cálculo de la estructura	161
12.1.6. Comprobación y dimensionamiento de elementos	147	12.4.8. Obtención de resultados	161
12.2. Implementaciones normativa portuguesa	148	12.4.9. Listados por impresora	162
12.2.1. Acciones a considerar	148	12.4.10. Comprobación y dimensionamiento de elementos	162
12.2.2. Materiales a emplear	149	12.4.11. Deformaciones en vigas	162
12.2.3. Coeficientes de ponderación	149	12.5. Implementación norma ACI-318-99	162
12.2.4. Datos de entrada	149	12.5.1. Materiales a emplear	163
12.2.5. Comprobación y dimensionamiento de elementos	149	12.5.2. Suposiciones de diseño	163
12.3. Implementaciones normativa argentina	150	12.5.3. Resistencia de diseño	163
12.3.1. Materiales a emplear	150	12.5.4. Control de deflexiones	164
12.3.2. Cuantías máximas de la armadura longitudinal	150	12.5.5. Refuerzo mínimo a flexión	164
12.3.3. Cuantías mecánicas mínimas	150	12.5.6. Refuerzo máximo a flexión	164
12.3.4. Verificación de la seguridad a pandeo	151	12.5.7. Refuerzo mínimo y máximo a compresión	164
12.3.5. Consideración de la fluencia lenta	151	12.5.8. Estribos en columnas (anillos)	164
12.3.6. Dimensionamiento a corte	151	12.5.9. Cálculo de piezas sometidas a flexo-compresión (columnas)	164
12.3.7. Dimensionamiento de losas apoyadas en vigas	153	12.5.10. Dimensionamiento a cortante y torsión	166
12.3.8. Losas nervuradas y con apoyos puntuales	153	12.5.11. Dimensionamiento al punzonamiento	167
12.3.9. Elementos comprimidos	153	12.5.12. Cálculo de las longitudes de anclaje (desarrollo)	167
12.3.10. Acciones horizontales	154	12.5.13. Cuantías mínimas en muros o pantallas	168
12.3.11. Dimensionamiento de elementos	155	12.5.14. Dimensionamiento a cortante en muros y pantallas	168
12.3.12. Criterios de ductilidad	156	12.5.15. Requisitos de diseño sísmico	168
12.4. Implementaciones normativa brasileña	158	12.6. Implementaciones norma chilena	170
12.4.1. Opciones de cálculo	158	12.6.1. Materiales a emplear	170
12.4.2. Acciones a considerar	158	12.6.2. Diámetros en el acero de refuerzo	170
12.4.3. Materiales a emplear	160	12.6.3. Acción del viento en las construcciones	170
12.4.4. Coeficientes de ponderación	160	12.6.4. Diseño sísmico de edificios	170
12.4.5. Combinaciones	160		

12.7. Otras implementaciones .....	172	12.10.8. Análisis estructural .....	197
12.7.1. Uruguay .....	172	12.10.9. Límites de redistribución .....	197
12.7.2. Paraguay .....	173	12.10.10. Rigidez a torsión en vigas .....	197
12.7.3. Colombia .....	173	12.10.11. Alternancia de sobrecarga .....	197
12.7.4. México .....	175	12.10.12. Diafragma rígido .....	197
12.7.5. Norma NTC-DF .....	177	12.10.13. Análisis de vigas de gran canto .....	197
12.8. Implementación norma EHE .....	184	12.10.14. Análisis de pantallas y muros .....	197
12.8.1. Materiales a emplear .....	184	12.10.15. Encepados .....	197
12.8.2. Combinaciones de acciones .....	185	12.10.16. Pandeo .....	197
12.8.3. Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales .....	186	12.10.17. Cálculo de flechas en vigas .....	198
12.8.4. Estado límite de inestabilidad (pandeo) .....	186	12.10.18. Fisuración .....	198
12.8.6. Estado límite de agotamiento por torsión en vigas .....	187	12.10.19. Armaduras longitudinales .....	198
12.8.7. Estado límite de punzonamiento .....	188	12.10.20. Armadura de piel en vigas .....	198
12.8.8. Estado límite de descompresión. Fisuración .....	188	12.10.21. Pilares .....	199
12.8.9. Estado límite de deformación .....	188	12.10.22. Cortante .....	199
12.9. Implementación Eurocódigo 2 (EC-2) .....	190	12.10.23. Torsión .....	199
12.9.1. Materiales a emplear .....	190	12.10.24. Detalles .....	199
12.9.2. Combinaciones de acciones .....	190	12.10.25. Pilares .....	200
12.9.3. Diagramas tensión-deformación .....	191	12.10.26. Losas .....	200
12.10. Norma NBR-6118:2003 (Brasil) .....	195	12.10.27. Punzonamiento .....	200
12.10.1. Materiales a emplear .....	195	12.11. Otras normas .....	201
12.10.2. Recubrimientos .....	196	12.12. Implementación de normas sísmicas .....	210
12.10.3. Excentricidad mínima .....	196	12.12.1. Diseño sísmico de edificios (Colombia) .....	210
12.10.4. Coeficientes de ponderación .....	196	12.12.2. Diseño sísmico de edificios (Costa Rica) .....	212
12.10.5. Cálculo a cortante de losas aligeradas (reticulares) .....	196	12.12.3. Diseño sísmico de edificios (Estados Unidos y sismo genérico) .....	214
12.10.6. Límites de flecha .....	197	12.12.4. Diseño sísmico de edificios (Italia) .....	216
12.10.7. Fisuración .....	197	12.12.5. Diseño sísmico de edificios (India) .....	218

12.12.6. Diseño sísmico de edificios (Perú) . . . . .	220
12.12.7. Diseño sísmico de edificios (Chile) . . . . .	222
12.12.8. Diseño sísmico de edificios (Cuba) . . . . .	224
12.12.9. Diseño sísmico de edificios (Panamá) . . . . .	226
12.12.10. Diseño sísmico de edificios (Argelia) . . . . .	228
12.12.11. Diseño sísmico de edificios (México DF) . . . . .	231
12.12.12. Diseño sísmico de edificios (México) . . . . .	233
12.12.13. Diseño sísmico de edificios (República Dominicana)	235
12.12.14. Diseño sísmico de edificios (Ecuador) . . . . .	237
12.12.15. Diseño sísmico de edificios (Chile) . . . . .	238
12.12.16. Diseño sísmico de edificios (Genérico y Estados Unidos) . . . . .	240
<b>13. Diafragma rígido . . . . .</b>	<b>242</b>
13.1. Diafragma rígido en vigas exentas . . . . .	243
13.2. Diafragma rígido en muros de hormigón armado, muros de fábrica y muros de bloques de hormigón armado . . . .	243
<b>14. Interacción de la estructura con los elementos constructivos . . . . .</b>	<b>244</b>
14.1. Modelo de análisis de la influencia de elementos constructivos no estructurales . . . . .	251
14.2. Estados de rotura o fisuración . . . . .	251
14.3. Ejemplo de cálculo . . . . .	253
14.3.1. Descripción de la estructura . . . . .	253
14.3.2. Elementos constructivos . . . . .	255
14.3.3. Acción sísmica . . . . .	257

# 1. Memoria de cálculo

## 1.1. Descripción de problemas para resolver

**CYPECAD** ha sido concebido para realizar el cálculo de esfuerzos y dimensionamiento de estructuras de hormigón armado y metálicas diseñadas con forjados unidireccionales de viguetas (genéricos, armados, pretensados, in situ, metálicos de alma llena, de viguetas de madera y de celosía), placas aligeradas, losas mixtas, forjados bidireccionales reticulares y losas macizas para edificios sometidos a acciones verticales y horizontales. Las vigas de los forjados pueden ser de hormigón, metálicas, mixtas (acero y hormigón) y de madera. Los soportes pueden ser pilares de hormigón armado, metálicos, mixtos, pantallas de hormigón armado, muros de hormigón armado con o sin empujes horizontales y muros de fábrica (genéricos y de bloques de hormigón). La cimentación puede ser fija (por zapatas o encepados) o flotante (mediante vigas y losas de cimentación). Puede calcularse únicamente la cimentación si se introducen sólo arranques de pilares. Las escaleras son de hormigón armado apoyadas en los forjados.

Con él se pueden obtener los planos de dimensiones y armado de las plantas, vigas, pilares, pantallas y muros, cimentación y escaleras por plotter, impresora y ficheros DXF/DWG y PDF, así como los listados de datos y resultados del cálculo. Si dispone de **CYPE 3D** podrá introducir **Estructuras 3D integradas** con barras de acero, madera y aluminio.

## 1.2. Descripción del análisis efectuado

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, formando todos los elementos que definen la estructura: pilares, pantallas H.A., muros, vigas y forjados.

Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 6 grados de libertad, y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo (diafragma rígido). Por tanto, cada planta sólo podrá girar y desplazarse en su conjunto (3 grados de libertad).

La consideración de diafragma rígido para cada zona independiente de una planta se mantiene aunque se introduzcan vigas, y no forjados, en la planta, salvo para las vigas exentas que el usuario desconecte del diafragma rígido y salvo para los muros que no estén en contacto con forjados (a partir de la v.2012.a) (consulte el apartado **13. Diafragma rígido** de este manual).

Cuando en una misma planta existan zonas independientes, se considerará cada una de éstas como una parte distinta de cara a la indeformabilidad de esa zona y no se tendrá en cuenta en su conjunto. Por tanto, las plantas se comportarán como planos indeformables independientes. Un pilar no conectado se considera zona independiente.

Para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático (excepto cuando se consideran acciones dinámicas por sismo, en cuyo caso se emplea el análisis modal espectral) y se supone un comportamiento lineal de los materiales y, por tanto, un cálculo de primer orden, de cara a la obtención de desplazamientos y esfuerzos.

En las **Estructuras 3D integradas** dispondrá siempre de 6 grados de libertad por nudo.

Las escaleras también disponen de 6 grados de libertad, se resuelven de forma aislada y sus reacciones se transmiten.

### 1.3. Discretización de la estructura

La estructura se discretiza en elementos tipo barra, empaillados de barras y nudos, y elementos finitos triangulares de la siguiente manera:

#### • Pilares

Son barras verticales entre cada planta, con un nudo en arranque de cimentación o en otro elemento, como una viga o forjado, y en la intersección de cada planta, siendo su eje el de la sección transversal. Se consideran las excentricidades debidas a la variación de dimensiones en altura en cada planta.

La longitud de la barra es la altura o distancia libre a cara de otros elementos de la planta inicial y final.

#### • Vigas

Se definen en planta fijando nudos en la intersección con las caras de soportes (pilares, pantallas o muros), así como en los puntos de corte con elementos de forjado o con otras vigas. Así se crean nudos a lo largo del eje y en los extremos, y en las puntas de voladizos o extremos libres, o en contacto con otros elementos de los forjados. Por tanto, una viga entre dos pilares está formada por varias barras consecutivas, cuyos nudos son las intersecciones con las barras de forjados. Por defecto poseen tres grados de libertad, manteniendo la hipótesis de diafragma rígido entre todos los elementos que se encuentren en la planta. Por ejemplo, una viga continua que se apoya en varios pilares, aunque no tenga forjado, conserva la hipótesis de diafragma rígido. Es posible desconectar las vigas exentas del diafragma rígido. Consulte el apartado **13. Diafragma rígido**.

Pueden ser de hormigón armado, metálicas, mixtas y de madera, en perfiles seleccionados de la biblioteca. Las vigas se discretizan como barras cuyo eje es coincidente con el plano medio que pasa por el centro del alma vertical, y a la altura de su centro de gravedad.

**Simulación de apoyo en muro.** Se definen tres tipos de vigas simulando el apoyo en muro, el cual se discretiza como una serie de apoyos coincidentes con los nudos de la discretización a lo largo del apoyo en muro, al que se le aumenta su rigidez de forma considerable ( $\times 100$ ). Es como una viga continua muy rígida sobre apoyos con tramos de luces cortas. Los tipos de apoyos son:

- **Empotramiento.** Desplazamientos y giros impedidos en todas direcciones.
- **Articulación fija.** Desplazamientos impedidos con giro libre.
- **Articulación con deslizamiento libre horizontal.** Desplazamiento vertical coartado, con desplazamiento horizontal y giros libres.

Conviene destacar el efecto que estos tipos de apoyos pueden producir en otros elementos de la estructura, ya que al estar impedido el movimiento vertical, todos los elementos estructurales que en ellos se apoyen o se vinculen encontrarán una coacción vertical que impide dicho movimiento. En particular es importante de cara a pilares que, siendo definidos con vinculación exterior, estén en contacto con este tipo de apoyos, de forma que su carga quede suspendida de los mismos, y no se transmita a la cimentación, lo que puede incluso producir valores negativos de las reacciones, que representan el peso del pilar suspendido o parte de la carga suspendida del apoyo en muro.

En el caso particular de articulación fija y con deslizamiento, cuando una viga se encuentra en continuidad o prolongación del eje del apoyo en muro, se produce un efecto de empotramiento por continuidad en la coronación del apoyo en muro, lo cual se puede observar al obtener las leyes de momentos y comprobar que existen momentos negativos en el borde. En la práctica debe verificarse si las condiciones reales de la obra reflejan o pueden permitir dichas condiciones de empotramiento, que deberán garantizarse en la ejecución de la misma.

Si la viga no está en prolongación, es decir con algo de esviaje, ya no se produce dicho efecto, y se comporta como una rótula.

Si, cuando se encuentra en continuidad, se quiere que no se empotre, se debe disponer una rótula en el extremo de la viga en el apoyo. No es posible conocer las reacciones sobre estos tipos de apoyo.

**Vigas de cimentación.** Son vigas flotantes apoyadas sobre suelo elástico, discretizadas en nudos y barras, asignando a los nudos la constante de muelle definida a partir del coeficiente de balasto (ver capítulo **Losas y vigas de cimentación**).

- **Vigas inclinadas**

Son barras entre dos puntos, que pueden estar en un mismo nivel o planta o en diferentes niveles, y que crean dos nudos en dichas intersecciones. Cuando una viga inclinada une dos zonas independientes no produce el efecto de indeformabilidad del plano con comportamiento rígido, ya que poseen 6 grados de libertad sin coartar.

- **Ménsulas cortas**

Consulte el apartado **5. Ménsulas cortas**.

- **Forjados de viguetas**

Las viguetas son barras que se definen en los paños huecos entre vigas o muros, y que crean nudos en las intersecciones de borde y eje correspondientes de la viga que intersectan. Se puede definir doble y triple vigueta, que se representa por una única barra con alma de mayor ancho. La geometría a la que se asimila cada vigueta (sección en T para forjados de hormigón, perfil de acero en viguetas metálicas y sección rectangular para viguetas de madera) se define en la correspondiente ficha de datos del forjado. Consulte el apartado **6. Forjados unidireccionales de viguetas**.

- **Forjados de placas aligeradas**

Son forjados unidireccionales discretizados por barras cada 40 cm. Las características geométricas y sus pro-

iedades resistentes se definen en una ficha de características del forjado, que puede introducir el usuario, creando una biblioteca de forjados aligerados.

Se pueden calcular en función del proceso constructivo de forma aproximada, modificando el empotramiento en bordes, según un método simplificado.

- **Losas macizas**

La discretización de los paños de losa maciza se realiza en mallas de elementos tipo barra de tamaño máximo de 25 cm y se efectúa una condensación estática (método exacto) de todos los grados de libertad. Se tiene en cuenta la deformación por cortante y se mantiene la hipótesis de diafragma rígido. Se considera la rigidez a torsión de los elementos.

- **Losas mixtas**

Son forjados unidireccionales discretizados por barras cada 40 cm. Se componen de una losa de hormigón y una chapa nervada que sirve de encofrado para la primera. Puede utilizarse la chapa de forma que pueda trabajar de alguno de estos modos: sólo como encofrado perdido y como chapa colaborante (comportamiento mixto). Consulte para más información el capítulo **Losas mixtas**.

- **Losas de cimentación**

Son losas macizas flotantes cuya discretización es idéntica a las losas normales de planta, con muelles cuya constante se define a partir del coeficiente de balasto. Cada paño puede tener coeficientes diferentes (ver capítulo **Losas y vigas de cimentación**).

- **Forjados reticulares**

La discretización de los paños de forjado reticular se realiza en mallas de elementos tipo barra cuyo tamaño es de un tercio del intereje definido entre nervios de la zona aligerada, y cuya inercia a flexión es (tanto en la zona maciza como en la aligerada) la mitad de la zona maciza, y la inercia a torsión el doble de la de flexión.

La dimensión de la malla se mantiene constante tanto en la zona aligerada como en la maciza, adoptando en cada zona las inercias medias antes indicadas. Se tiene en cuenta la deformación por cortante y se mantiene la hipótesis de diafragma rígido. Se considera la rigidez a torsión de los elementos.

#### • Pantallas H.A.

Son elementos verticales de sección transversal cualquiera, formada por rectángulos múltiples entre cada planta, y definidas por un nivel inicial y un nivel final. La dimensión de cada lado es constante en altura, pero puede disminuirse su espesor.

En una pared (o pantalla) una de las dimensiones transversales de cada lado debe ser mayor que cinco veces la otra dimensión, ya que si no se verifica esta condición, no es adecuada su discretización como elemento finito, y realmente se puede considerar un pilar como elemento lineal.

Tanto vigas como forjados se unen a las paredes a lo largo de sus lados en cualquier posición y dirección, mediante una viga que tiene como ancho el espesor del tramo y canto constante de 25 cm. No coinciden los nodos con los nudos de la viga.

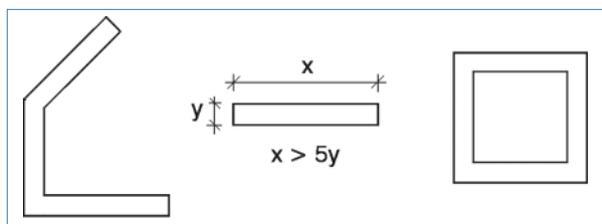


Fig. 1.1. Ejemplos típicos de pantalla

#### • Muros de H.A., muros de fábrica y muros de bloques de hormigón armado

Son elementos verticales de sección transversal cualquiera, formada por rectángulos entre cada planta, y

definidos por un nivel inicial y un nivel final. La dimensión de cada lado puede ser diferente en cada planta, y se puede disminuir su espesor en cada planta. En una pared (o muro) una de las dimensiones transversales de cada lado debe ser mayor que cinco veces la otra dimensión, ya que si no se verifica esta condición, no es adecuada su discretización como elemento finito, y realmente se puede considerar un pilar, u otro elemento en función de sus dimensiones. Tanto vigas como forjados y pilares se unen a las paredes del muro a lo largo de sus lados en cualquier posición y dirección. Todo nudo generado corresponde con algún nodo de los triángulos.

La discretización efectuada es por elementos finitos tipo lámina gruesa tridimensional, que considera la deformación por cortante. Están formados por seis nodos, en los vértices y en los puntos medios de los lados, con seis grados de libertad cada uno. Su forma es triangular y se realiza un mallado del muro en función de las dimensiones, geometría, huecos, generándose un mallado con refinamiento en zonas críticas, lo que reduce el tamaño de los elementos en las proximidades de ángulos, bordes y singularidades.

Los muros que no entran en contacto con ningún forjado no tienen la consideración de diafragma rígido a nivel de esa planta. Consulte el apartado **13. Diafragma rígido**.

#### • Escaleras

Las escaleras se discretizan mediante elementos finitos triangulares de lámina gruesa, tanto para los tramos inclinados como para los horizontales. Los apoyos en arranques y llegadas se discretizan como una simulación de forjado mediante una viga de rigidez elevada, y los apoyos intermedios mediante apoyos elásticos simulando las fábricas reales o tirantes. Las hipótesis consideradas son sólo las gravitatorias, carga permanente y sobrecarga.

Determinadas las reacciones tras un cálculo (se realiza de forma independiente), se integran en los apoyos y se asimilan a cargas lineales, que se aplican a la estructura en sus conexiones, calculándose el resto de la estructura con estas reacciones. No se ha integrado su cálculo dado su enorme impacto frente a las acciones horizontales.

### 1.3.1. Consideración del tamaño de los nudos

Se crea un conjunto de nudos generales de dimensión finita en los ejes de los pilares y en la intersección de los elementos de los forjados con los ejes de las vigas. Cada nudo general tiene uno o varios nudos asociados. Los nudos asociados se forman en las intersecciones de los elementos de los forjados con las caras de las vigas y con las caras de los pilares y en la intersección de los ejes de las vigas con las caras de los pilares.

Dado que están relacionados entre sí por la compatibilidad de deformaciones supuesta la deformación plana, se puede resolver la matriz de rigidez general y las asociadas y obtener los desplazamientos y los esfuerzos en todos los elementos.

A modo de ejemplo, la discretización sería tal como se observa en el esquema siguiente (Fig. 1.2). Cada nudo de dimensión finita puede tener varios nudos asociados o ninguno, pero siempre debe tener un nudo general.

Dado que el programa tiene en cuenta el tamaño del pilar, y suponiendo un comportamiento lineal dentro del soporte, con deformación plana y rigidez infinita, se plantea la compatibilidad de deformaciones.

Las barras definidas entre el eje del pilar ① y sus bordes, se consideran infinitamente rígidas.

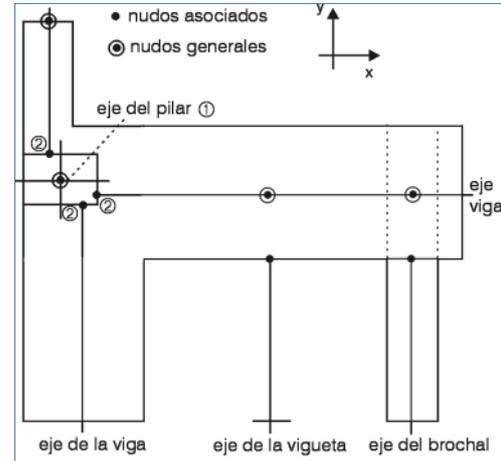


Fig. 1.2. Discretización de la estructura

Se consideran  $\delta_{z1}$ ,  $\theta_{x1}$ ,  $\theta_{y1}$  como los desplazamientos del pilar ①,  $\delta_{z2}$ ,  $\theta_{x2}$ ,  $\theta_{y2}$  como los desplazamientos de cualquier punto ②, que es la intersección del eje de la viga con la cara de pilar, y  $A_x$ ,  $A_y$  como las coordenadas relativas del punto ② respecto del ① (Fig. 1.2).

Se cumple que:

$$\delta_{z2} = \delta_{z1} - A_x \cdot \theta_{y1} + A_y \cdot \theta_{x1}$$

$$\theta_{x2} = \theta_{x1}$$

$$\theta_{y2} = \theta_{y1}$$

De idéntica manera se tiene en cuenta el tamaño de las vigas, considerando plana su deformación.

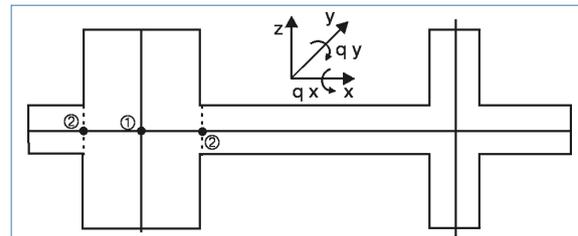


Fig. 1.3

El modelo estructural definido por el programa responde a los datos introducidos por el usuario, por lo que se debe prestar especial atención a que la geometría introducida sea acorde con el tipo de elemento escogido y su adecuación a la realidad.

En particular, se quiere llamar la atención sobre aquellos elementos, que siendo considerados en el cálculo como elementos lineales (pilares, vigas, viguetas), no lo sean en realidad, dando lugar a elementos cuyo comportamiento sea bidimensional o tridimensional, de forma que los criterios de cálculo y armado no se ajusten al dimensionado de dichos elementos.

A modo de ejemplo podemos citar el caso de ménsulas cortas, vigas-pared y placas, situaciones que se pueden dar en vigas, o losas que realmente son vigas, o pilares o pantallas cortas que no cumplan las limitaciones geométricas entre sus dimensiones longitudinales y transversales. Para esas situaciones el usuario debe realizar las correcciones manuales posteriores necesarias para que los resultados del modelo teórico se adapten a la realidad física.

### 1.3.2. Redondeo de las leyes de esfuerzos en apoyos

Si se considera el Código Modelo CEB-FIP 1990, inspirador de la normativa europea, al hablar de la luz eficaz de cálculo, el artículo 5.2.3.2. dice lo siguiente:

*"Usualmente, la luz  $l$  será entendida como la distancia entre ejes de soportes. Cuando las reacciones estén localizadas de forma muy excéntrica respecto de dichos ejes, la luz eficaz se calculará teniendo en cuenta la posición real de la resultante en los soportes."*

*En el análisis global de pórticos, cuando la luz eficaz es menor que la distancia entre soportes, las dimensiones de las uniones se tendrán en cuenta introduciendo elementos rígidos en el espacio comprendido entre la directriz del soporte y la sección final de la viga."*

Como, en general, la reacción en el soporte es excéntrica, ya que normalmente se transmite axil y momento al soporte, se adopta la consideración del tamaño de los nudos mediante la introducción de elementos rígidos entre el eje del soporte y el final de la viga, lo cual se plasma en las consideraciones que a continuación se detallan.

Dentro del soporte se supone una respuesta lineal como reacción de las cargas transmitidas por el dintel y las aplicadas en el nudo, transmitidas por el resto de la estructura.

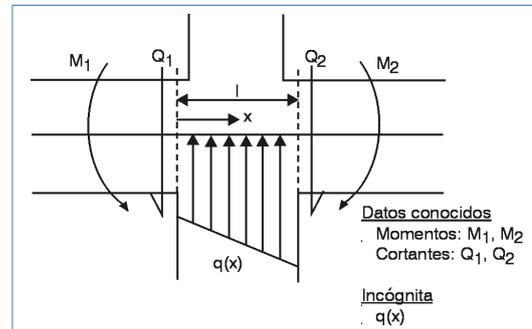


Fig. 1.4

Se sabe que:

$$Q = \frac{dM}{dx} \quad q = \frac{dQ}{dx}$$

Las ecuaciones del momento responden, en general, a una ley parabólica cúbica de la forma:

$$M = ax^3 + bx^2 + cx + d$$

El cortante es su derivada:

$$Q = 3ax^2 + 2bx + c$$

Suponiendo las siguientes condiciones de contorno:

$$x = 0 \quad Q = Q_1 = c$$

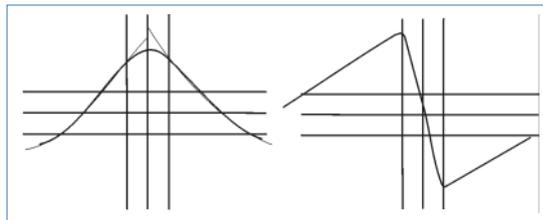
$$x = 0 \quad M = M_1 = d$$

$$x = 1 \quad Q = Q_2 = 3al^2 + 2bl + c$$

$$x = 1 \quad M = M_2 = al^3 + bl^2 + cl + d$$

se obtiene un sistema de cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas de fácil resolución.

Las leyes de esfuerzos son de la siguiente forma:



Ley de momentos flectores      Ley de cortantes  
Fig. 1.5

Estas consideraciones ya fueron recogidas por diversos autores (Branson, 1977) y, en definitiva, están relacionadas con la polémica sobre luz de cálculo y luz libre y su forma de contemplarlo en las diversas normas, así como el momento de cálculo a ejes o a caras de soportes.

En particular, el artículo 18.2.2. de la EHE dice: “*Salvo justificación especial, se considerará como luz de cálculo de las piezas la distancia entre ejes de apoyo.*” Y en sus comentarios dice: “*En aquellos casos en los que la dimensión del apoyo es grande, puede tomarse simplícidamente como luz de cálculo la luz libre más el canto del elemento.*”

Se está idealizando la estructura en elementos lineales, de una longitud a determinar por la geometría real de la estructura. En este sentido cabe la consideración del tamaño de los pilares.

No conviene olvidar que, para considerar un elemento como lineal, la viga o pilar tendrá una luz o longitud del elemento no menor que el triple de su canto medio, ni menor que cuatro veces su ancho medio.

El Eurocódigo EC-2 permite reducir los momentos de apoyo en función de la reacción del apoyo y su anchura:

$$\Delta M = \frac{\text{reacción} \cdot \text{ancho apoyo}}{8}$$

En función de que su ejecución sea de una pieza sobre los apoyos, se puede tomar como momento de cálculo el de la cara del apoyo y no menos del 65% del momento de apoyo, supuesta una perfecta unión fija en las caras de los soportes rígidos.

En este sentido se pueden citar también las normas argentinas C.I.R.S.O.C., que están basadas en las normas D.I.N. alemanas y que permiten considerar el redondeo parabólico de las leyes en función del tamaño de los apoyos.

Dentro del soporte se considera que el canto de las vigas aumenta de forma lineal, de acuerdo a una pendiente 1:3, hasta el eje del soporte, por lo que la consideración conjunta del tamaño de los nudos, redondeo parabólico de la ley de momentos y aumento de canto dentro del soporte, conduce a una economía de la armadura longitudinal por flexión en las vigas, ya que el máximo de cuantías se produce entre la cara y el eje del soporte, siendo lo más habitual en la cara, en función de la geometría introducida.

En el caso de una viga que apoya en un soporte alargado tipo pantalla o muro, las leyes de momentos se prolongarán en el soporte a partir de la cara de apoyo en una longitud de un canto, dimensionando las armaduras hasta tal longitud, no prolongándose más allá de donde son necesarias. Aunque la viga sea de mayor ancho que el apoyo, la viga y su armadura se interrumpen una vez que ha penetrado un canto en la pantalla o muro.

## 1.4. Opciones de cálculo

Se puede definir una amplia serie de parámetros estructurales de gran importancia en la obtención de esfuerzos y dimensionado de elementos.

Dada la gran cantidad de opciones disponibles, se recomienda una consulta previa en las ayudas de cada opción.

En la pestaña **Entrada de vigas>Obra**, se encuentran las opciones generales, las de vigas, de forjados, de cálculo de uniones; en **Datos generales>icono Por posición** (situado a la derecha de Acero:Barra) se encuentran las tablas de armados y las opciones particulares para cada elemento. Se citan a continuación las más significativas.

### 1.4.1. Redistribuciones consideradas

#### Coefficientes de redistribución de negativos

Se acepta una redistribución de momentos negativos en vigas y viguetas de hasta un 30%. Este parámetro puede ser establecido opcionalmente por el usuario, si bien se recomienda un 15% en vigas y un 25% en viguetas (valor por defecto). Esta redistribución se realiza después del cálculo.

La consideración de una cierta redistribución de momentos flectores supone un armado más caro pero más seguro y más constructivo. Sin embargo, una redistribución excesiva produce unas flechas y una fisuración incompatible con la tabiquería.

En vigas, una redistribución del 15% produce unos resultados generalmente aceptados y se puede considerar la óptima. En forjados se recomienda utilizar una redistribución del 25%, lo que equivale a igualar aproximadamente los momentos negativos y positivos.

La redistribución de momentos se efectúa con los momentos negativos en bordes de apoyos, que en pilares será a

caras, es decir afecta a la luz libre, determinándose los nuevos valores de los momentos dentro del apoyo a partir de los momentos redistribuidos a cara, y las consideraciones de redondeo de las leyes de esfuerzos indicadas en el apartado anterior.

En vigas y en forjados de viguetas, además de la redistribución, el usuario puede definir los momentos mínimos positivos y negativos que especifique la norma.

#### Coefficiente de empotramiento en última planta

De forma opcional se pueden redistribuir los momentos negativos en la unión de la cabeza del último tramo de pilar con el extremo de la viga; este valor estará comprendido entre 0 (articulado) y 1 (empotramiento), aunque se aconseja 0.3 como valor intermedio (valor por defecto).

El programa realiza una interpolación lineal entre las matrices de rigidez de barras biempotradas y empotradas-articuladas, que afecta a los términos E I/L de las matrices del último tramo de pilar:

$$K \text{ definitiva} = \alpha \cdot K \text{ biempotradas} + (1 - \alpha) \cdot K \text{ empot-artic.}$$

siendo  $\alpha$  el valor del coeficiente introducido.

#### Coefficiente de empotramiento en cabeza y pie de pilar, en bordes de forjados, vigas y muros; articulaciones en extremos de vigas

Es posible también definir un coeficiente de empotramiento de cada tramo de pilar en su cabeza y/o pie en la unión (0 = articulado; 1 = empotrado) (valor por defecto). Los coeficientes de cabeza del último tramo de pilar se multiplican por éstos. Esta rótula plástica se considera físicamente en el punto de unión de la cabeza o pie con la viga o forjado tipo losa/reticular que acomete al nudo.

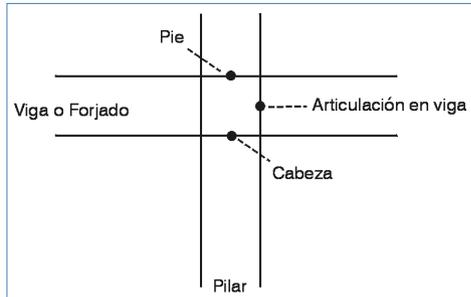


Fig. 1.6

En extremos de vigas y cabeza de último tramo de pilar con coeficientes muy pequeños y rótula en viga, se pueden dar resultados absurdos e incluso mecanismos, al coexistir dos rótulas unidas por tramos rígidos.

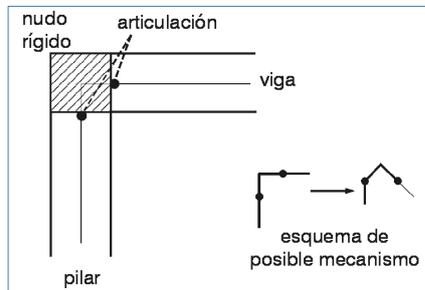


Fig. 1.7

En losas, forjados unidireccionales y forjados reticulares también se puede definir un coeficiente de empotramiento variable en todos sus bordes de apoyo, que puede oscilar entre 0 y 1 (valor por defecto).

También se puede definir un coeficiente de empotramiento variable entre 0 y 1 (valor por defecto) en bordes de viga, de la misma manera que en forjados, pero para uno o varios bordes, al especificarse por viga.

Cuando se definen coeficientes de empotramiento simultáneamente en forjados y bordes de viga, se multiplican ambos para obtener un coeficiente resultante a aplicar a cada borde.

La rótula plástica definida se materializa en el borde del forjado y el borde de apoyo en vigas y muros, no siendo efectiva en los bordes en contacto con pilares y pantallas, en los que siempre se considera empotrado. Entre el borde de apoyo y el eje se define una barra rígida, por lo que siempre existe momento en el eje de apoyo producido por el cortante en el borde por su distancia al eje. Dicho momento flector se convierte en torsor si no existe continuidad con otros paños adyacentes. Esta opción debe usarse con prudencia, ya que si se articula el borde de un paño en una viga, y la viga tiene reducida a un valor muy pequeño la rigidez a torsión, sin llegar a ser un mecanismo, puede dar resultados absurdos de los desplazamientos del paño en el borde, y por tanto de los esfuerzos calculados.

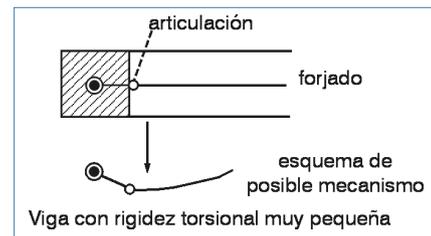


Fig. 1.8

Es posible definir también articulaciones y coeficientes de empotramiento parcial en extremos de vigas, materializándose físicamente en la cara del apoyo, ya sea pilar, muro, pantalla o apoyo en muro.

Estas redistribuciones se tienen en cuenta en el cálculo e influyen por tanto en los desplazamientos y esfuerzos finales del cálculo obtenido.

### 1.4.2. Rigideces consideradas

Para la obtención de los términos de la matriz de rigidez se consideran todos los elementos de hormigón en su sección bruta.

Para el cálculo de los términos de la matriz de rigidez de los elementos se han distinguido los valores:

**EI/L:** Rigidez a flexión

**GJ/L:** Rigidez torsional

**EA/L:** Rigidez axil

y se han aplicado los coeficientes indicados en la siguiente tabla:

Elemento	(EI <sub>y</sub> )	(EI <sub>z</sub> )	(GJ)	(EA)
Pilares	S.B.	S.B.	S.B. · x	S.B. · coef. rigidez axil
Vigas inclinadas	S.B.	S.B.	S.B. · x	S.B.
Vigas de hormigón o metálicas	S.B.	∞	S.B. · x	∞
Viguetas	S.B.	∞	S.B. · x	∞
Zuncho de borde	S.B. · 10 <sup>-15</sup>	∞	S.B. · x	∞
Apoyo y empot. en muro	S.B. · 10 <sup>2</sup>	∞	S.B. · x	∞
Pantallas y muros	S.B.	S.B.	E.P.	S.B. · coef. rigidez axil
Losas y reticulares	S.B.	∞	S.B. · x	∞
Placas aligeradas y losas mixtas	S.B.	∞	S.B. · x	∞

S.B.: Sección bruta del hormigón

∞: No se considera por la indeformabilidad relativa en planta

x: Coeficiente reductor de la rigidez a torsión

E.P.: Elemento finito plano

### 1.4.3. Coeficientes de rigidez a torsión

Existe una opción que permite definir un coeficiente reductor de la rigidez a torsión (x) de los diferentes elementos (ver tabla anterior). Esta opción no es aplicable a perfiles metálicos. Cuando la dimensión del elemento sea menor o igual que el valor definido para barras cortas se tomará el coeficiente definido en las opciones. Se considerará la sec-

ción bruta (S.B.) para el término de torsión GJ, y también cuando sea necesaria para el equilibrio de la estructura.

Consulte en menú **Obra > Opciones generales > Coeficientes reductores de rigidez a torsión** los valores por defecto.

### 1.4.4. Coeficiente de rigidez axil

Se considera el acortamiento por esfuerzo axil en pilares, muros y pantallas H.A. afectado por un coeficiente de rigidez axil variable entre 1 y 99.99 para poder simular el efecto del proceso constructivo de la estructura y su influencia en los esfuerzos y desplazamiento finales. El valor aconsejable es entre 2 y 3, siendo 2 el valor por defecto.

### 1.4.5. Momentos mínimos

En las vigas también es posible cubrir un momento mínimo que sea una fracción del supuesto isostático  $pl^2/8$ . Este momento mínimo se puede definir tanto para momentos negativos como para positivos con la forma  $pl^2/x$ , siendo x un número entero mayor que 8. El valor por defecto es 0, es decir, no se aplican.

Se recomienda colocar, al menos, una armadura capaz de resistir un momento  $pl^2/32$  en negativos, y un momento  $pl^2/20$  en positivos. Es posible hacer estas consideraciones de momentos mínimos para toda la estructura o sólo para parte de ella, y pueden ser diferentes para cada viga. Cada norma suele indicar unos valores mínimos.

Análogamente, se pueden definir unos momentos mínimos en forjados unidireccionales por paños de viguetas y para placas aligeradas. Se pueden definir para toda la obra o para paños individuales y/o valores diferentes. Un valor de 1/2 del momento isostático (=  $pl^2/16$  para carga uniforme) es razonable para positivos y negativos. Le aconsejamos que consulte las **Opciones**.

Las envolventes de momentos quedarán desplazadas, de forma que cumplan con dichos momentos mínimos, aplicándose posteriormente la redistribución de negativos considerada.

El valor equivalente de la carga lineal aplicada es:

$$p = \frac{V_i + V_d}{l}$$

Si se ha considerado un momento mínimo (+) = se ha de verificar que:

$$M_v \geq \frac{pl^2}{8}$$

Si el momento mínimo aplicado es menor que el de cálculo, se toma el mayor de ambos.

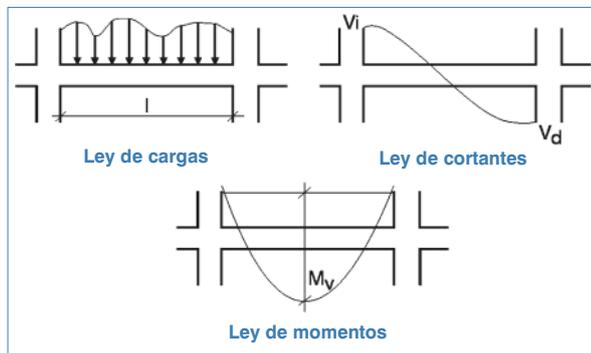


Fig. 1.9

Recuerde que estas consideraciones funcionan correctamente con cargas lineales y de forma aproximada si existen cargas puntuales.

#### 1.4.6. Otras opciones

Se enumeran a continuación las opciones no citadas de la aplicación y que, por supuesto, influyen y personalizan los cálculos.

### Pilares

- **Disposición de barras verticales** (longitudes máximas, unión de tramos cortos, solapes intermedios). La longitud máxima de una barra (8 m por defecto), obliga a que se efectúen solapes, caso de que algún tramo supere dicho valor.

La longitud máxima de unión de tramos cortos (4 m por defecto) se activa cuando se tienen alturas pequeñas entre plantas, uniéndose en esos casos los tramos y suprimiendo los solapes intermedios a nivel de planta, hasta alcanzar la longitud indicada sin superarla. El proceso se aplica de arriba hacia abajo en el pilar, siempre que el armado sea idéntico.

El solape a nivel de cada planta en el caso de pilares desconectados se puede obviar manteniendo sin solape la armadura hasta la siguiente planta, o solapando en todas las plantas, aunque no llegue viga al pilar en esa planta, siempre que el armado sea idéntico.

- **Cortar esperas en el último tramo (en cabeza).** Opción que corta a efectos de dibujo y medición las barras de pilares en su extremo final de la última planta para facilitar su hormigonado. No se calcula, por lo que se debe utilizar con prudencia, siendo más aconsejable reducir al mínimo el coeficiente de empotramiento en última planta, junto con la activación de la reducción de las longitudes de anclaje en la última planta. Aun así, es posible que por cálculo sea necesario doblar en patilla los extremos con diámetros grandes, pero esta opción lo anula.
- **Reducción de la longitud de anclaje en pilares.** La reducción de la longitud de anclaje de la armadura a nivel de arranque de plantas intermedias (desactivado por defecto) y en última planta (activado por defecto) se puede activar o no, reduciéndose de acuerdo a la relación de la tensión real en las armaduras a la tensión máxima. En este caso sucederá que en pilares con el mismo diámetro de armado, las esperas sean de dife-

rente longitud como resultado del cálculo, y por tanto no puedan igualarse. Si no lo desea así, desactívela, aunque obtenga patillas algo mayores en última planta.

- **Criterios de simetría de armaduras en las caras.** En las tablas de armado se pueden definir armaduras diferentes o iguales en las caras X y en las caras Y. El resultado del cálculo es comprobar y obtener la primera secuencia de armado de la tabla que cumple para todas las combinaciones de cálculo, seleccionándose también la primera que tenga armado simétrico en las cuatro caras. Si se calculan las cuantías en ambos casos y se comparan en diferencia de porcentaje, se seleccionará la que cumpla el criterio marcado en % de diferencia de la opción (0% por defecto, es decir, no simétrico). Si desea simetría ponga un valor elevado, por ejemplo 300.
- **Criterios de continuidad de barras.** Un pilar se calcula por tramos de arriba hacia abajo, siendo habitual, si está bien predimensionado, que la armadura aumente en cuantía según se desciende a las plantas inferiores. Pero esto no siempre sucede ya que, por cálculo, los resultados serán los obtenidos por los esfuerzos actuantes y sus dimensiones. Se puede forzar a mantener la cuantía, el diámetro de las barras en esquinas y cara, así como su número, mediante esta opción, y aplicarlo desde la última o la penúltima planta hacia abajo, lo cual produce unos resultados con menores discontinuidades y sin sorpresas.  
Por defecto se aplica continuidad en cuantía y diámetro de barras de esquina desde la penúltima.
- **Recubrimiento geométrico.** Distancia del paramento exterior a la primera armadura, que son los estribos (el valor por defecto depende de la norma).
- **Disposición de perfiles metálicos.** Se selecciona la posibilidad de reducir el perfil introducido, si es posible, o mantenerlo y comprobarlo. Conviene recordar que el cálculo de esfuerzos se realiza con el perfil introducido,

por lo que si la modificación es grande en inercia, se debería recalcular la estructura (por defecto está activado de manera que buscará el perfil más económico).

- **Transiciones por cambio de dimensiones.** Cuando la reducción de la sección de un pilar de una planta a otra es grande, obliga a un doblado de la armadura vertical, cuya pendiente debe estar limitada. Al superar dichas condiciones geométricas, se debe cortar y anclar la armadura del tramo inferior y colocar unos arranques previstos en espera para el tramo superior. Depende de la pendiente de doblado en la altura de pilar que ocupe el canto de viga o forjado común.
- **Redondeo de longitud de barras.** Es normal que la longitud de corte de las barras obligue a que sea un múltiplo de un número, para redondear y facilitar la puesta en obra (5 cm por defecto).
- **Tramado de pilares y pantallas.** Simbologías que permiten distinguir de forma gráfica si un pilar nace, muere o pasa en una planta (definición opcional).
- **Solapar en la zona central del tramo.** En las zonas sísmicas, se traslada el solape de barras a la zona central del tramo, alejada de la zona de máximos esfuerzos que es conveniente activar con sismos elevados (por defecto está desactivada).
- **Solapes en muros y pantallas.** Verifica que la armadura en el solape está a tracción o compresión, aplicando un coeficiente amplificación de la longitud de solape, en función de la separación de barras.
- **Factor de cumplimiento exigido en muros y pantallas.** El armado de un tramo de muro o pantalla puede presentar tensiones de pico que penalizan el armado si se pretende que cumpla al 100%. Con esta opción, se permite un % menor de cumplimiento, o la comprobación de un armado dado (90% por defecto). Es muy conveniente revisar siempre este valor, y cuando resulte menor que el 100% averiguar en qué puntos no cumple y por qué, así como el refuerzo local necesario.

- **Disposición de estribos.** En el encuentro con forjado/viga conviene colocar estribos (por defecto está activado), inclusive en cabeza y pie de pilar en una altura determinada y a menor separación que el resto del pilar (desactivada por defecto). Es recomendable activarla en zonas sísmicas.
- **Opciones de arranques**
- **Cuantías geométricas mínimas**
- **Opciones de ménsulas cortas**

## Vigas

Enumeramos a continuación las diferentes posibilidades de viga.

- Negativos simétricos en vigas de un tramo
- Porcentaje de diferencia para simetría de negativos
- Criterio de disposición de patillas
- Patillas en extremo de alineación
- Longitud mínima de estribos de refuerzo a colocar
- Simetría en armadura de estribos
- Estribos de distinto diámetro en una viga
- Longitud de anclaje en cierre de estribos
- Doblar en U las patillas
- Disposición de estribado múltiple
- Armado de viga prefabricada
- Estribado vigas pretensadas
- Despiece de armado de vigas con sismo
- Recubrimientos geométricos (superior, inferior y lateral)
- Recubrimientos geométricos (superior, inferior y lateral) en vigas de cimentación
- Características de vigas prefabricadas armadas
- Características de vigas prefabricadas pretensadas
- Valoración de errores
- Numeración de pórticos
- Numeración de vigas
- Consideración de la armadura de montaje
- Unir armadura de montaje en vuelos

- • Envoltente de cortantes (ley continua o discontinua)
- • Armado de cortantes (colocación de armadura de piel, sección de comprobación del cortante)
- • Selección de estribado
- • Fisuración
- • Cuantías mínimas en vigas de cimentación
- • Armado de vigas embebidas en muros y vigas de coronación

## Forjados de losa maciza, losas mixtas y reticulares

- Armado de losas y reticulares
- Cuantías mínimas
- Reducción de cuantía mecánica
- Armado por torsión
- Longitudes mínimas de refuerzo
- Recubrimiento mecánico en losas
- Recubrimiento mecánico en reticulares
- Detallar armadura base en planos (desactivada por defecto). No se detalla, y no se dibuja ni se mide al estar desactivada.
- Redondeo de longitud de barras
- Patillas constructivas en losas
- Criterios de ordenación y numeración en losas
- Armado de losas rectangulares
- Recubrimiento en cimentación
- Recubrimiento en viguetas, placas aligeradas y losas mixtas.

## Escaleras

- Igualar armaduras
- Esperas en arranque y entrega
- Posición de las armaduras
- Recubrimiento geométrico
- Longitud de anclaje en forjados
- Canto de la cimentación

## Generales, de vigas y forjados

- Opciones generales de dibujo
- Longitud máxima de corte de una barra
- Mermas de acero en medición
- Cuantías mínimas en negativos de forjados unidireccionales
- Cuantías mínimas en negativos de placas aligeradas
- Armado en forjados usuales
- Armado en placas aligeradas
- Momentos mínimos a cubrir con armadura en forjados y vigas
- Armado de jácenas (vigas)
- Coeficiente reductor de la rigidez a flexión en forjados unidireccionales
- Consideración del armado a torsión en vigas
- Coeficientes reductores de la rigidez a torsión
- Opciones para vigas y viguetas metálicas, Joist
- Límites de flecha en vigas, viguetas, placas aligeradas y losas mixtas.
- Flecha activa y total a plazo infinito - Proceso constructivo.
- Cortante en unidireccionales 'in situ'.
- Coeficientes de pandeo en vigas inclinadas.
- Coeficientes de pandeo en diagonales de arriostramiento.

## Zapatas y encepados

- Opciones generales y particulares

## Vigas centradoras y de atado

- Opciones generales y particulares

## Dibujo

- La configuración de capas, tamaños de textos y grosores de pluma son definibles en los planos.

Existen opciones que se graban y conservan con la obra (•). Otras son de carácter general (••), de forma que, si se ha variado alguna de éstas y se repite un cálculo, es posible que los resultados difieran.

Para recuperar las opciones por defecto, debe hacer una instalación 'en vacío', sin que exista previamente el directorio 'USR'. De esta forma se instalarán todas las opciones y tablas por defecto. En algunas opciones dispone de un botón que permite recuperarlas directamente, sin tener que realizar la instalación 'en vacío'.

## 1.5. Acciones a considerar

### 1.5.1. Acciones verticales

#### Cargas permanentes (hipótesis de carga permanente)

**Peso Propio** de los elementos de hormigón armado, calculado el volumen a partir de su sección bruta y multiplicado por 2.5 (peso específico del hormigón armado en el sistema MKS) en pilares, pantallas, muros, vigas y losas.

El peso propio del forjado es definido por el usuario al elegir la clase de forjado, que puede ser distinto para cada planta o paño, según el tipo seleccionado. En losas macizas será el canto  $h \cdot 2.5$ , así como en los ábacos de forjados reticulares. En las zonas aligeradas de forjados reticulares, así como en forjados unidireccionales será el indicado por el usuario en la ficha del forjado seleccionado. En el caso de forjado unidireccional, se multiplica el valor del peso por metro cuadrado, por el entre-eje, dando una carga lineal aplicada a cada vigueta. En losas y reticulares, se aplican en cada nudo el producto del peso por el área tributaria de cada nudo.

## Cargas muertas

Se estiman uniformemente repartidas en la planta. Son elementos tales como el pavimento y la tabiquería (aunque esta última podría considerarse una carga variable, si su posición o presencia varía a lo largo del tiempo).

El peso propio de los elementos estructurales más las cargas muertas forman las **Cargas permanentes**, asignándolas a la **Hipótesis de carga permanente** (se aplican de forma "automática" en las barras de la estructura) que figura en primer lugar en la combinatoria y en los listados de esfuerzos.

## Cargas variables (hipótesis sobrecarga de uso)

Se considera la sobrecarga de uso como uniformemente repartida a nivel de planta. Se aplica de forma "automática" sobre las barras de la estructura que forman las plantas de cada grupo.

## Hipótesis adicionales (cargas especiales)

Como se ha mencionado, **CYPECAD** genera hipótesis de carga "automáticas", como son: la **Carga permanente** (formada por el peso propio de los elementos constructivos y las cargas muertas introducidas en cada grupo en todas las plantas), la **Sobrecarga de uso** (definida en cada grupo en toda la superficie de la planta), el **Viento** (generado automáticamente para cada dirección X,Y en función de la norma seleccionada y de las longitudes de fachada definidas), y el **Sismo** (que depende de la norma seleccionada).

Es posible añadir hipótesis de cargas adicionales a las generadas automáticamente que, en versiones anteriores, se llamaron **Cargas especiales**, tanto a la hipótesis de **Carga permanente** como a la de **Sobrecarga de uso**, ya sean puntuales lineales y superficiales.

Así, es posible crear hipótesis adicionales de diferente naturaleza (permanente, sobrecarga de uso, viento, sismo y nieve) y combinarlas con las ya creadas de forma automática y entre sí (con viento y sismo automático no es compatible).

También es posible definir hipótesis adicionales asociadas a Empujes del Terreno y Accidental.

Se pueden crear disposiciones de cargas distintas en cada hipótesis, formando conjuntos que a su vez se pueden combinar estableciendo su simultaneidad mediante la asignación como compatibles, incompatibles y simultáneas.

Cuando se crean hipótesis adicionales, se pueden definir si son o no combinables entre sí.

Con todas las hipótesis definidas, disposiciones de cargas, simultaneidad y modos de combinación (y en función de la norma de acciones, de los materiales utilizados y categorías de uso del edificio) se generan automáticamente todas las combinaciones para todos los Estados Límite, tanto de agotamiento de los materiales, como de tensiones sobre el terreno de cimentación y desplazamiento de los nudos. También es posible comprobar la resistencia al fuego.

Todo ello se configura en el apartado **Acciones** de los **Datos generales** de la obra. Será igualmente aplicable dentro de las **Estructuras 3D integradas**.

## Cargas verticales en pilares

Se puede definir en la cabeza de la última planta de cualquier pilar (donde termina), cargas (N, Mx, My, Qx, Qy, T) referidas a los ejes generales, para cualquier hipótesis, adicionales a las obtenidas del cálculo, de acuerdo al siguiente convenio de signos:

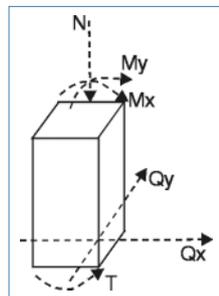


Fig. 1.10

Se puede utilizar para introducir pilares (o arranques) con sus cargas verticales, con losas y vigas de cimentación solamente, y calcular de forma aislada.

### Cargas horizontales en pilares

Se pueden definir cargas puntuales y uniformes en fajas horizontales, asociadas a cualquier hipótesis, y a cualquier cota de altura de un pilar. Se pueden referir a los ejes locales del pilar o a los generales de la estructura.

## 1.5.2. Acciones horizontales

### Viento

Genera de forma automática las cargas horizontales en cada planta, de acuerdo con la norma seleccionada, en dos direcciones ortogonales X, Y, o en una sola, y en ambos sentidos (+X, -X, +Y, -Y). Se puede definir un coeficiente de cargas para cada dirección y sentido de actuación del viento, que multiplica la presión total del viento. Si un edificio está aislado, actuará la presión en la cara de barlovento y la succión en la de sotavento. Se suele estimar que la presión es  $2/3 = 0.66$  y la succión  $1/3 = 0.33$  de la presión total, luego para el edificio aislado el coeficiente de cargas es 1 ( $2/3 + 1/3 = 1$ ) para cada dirección. Si es un edificio

adosado o de medianería en X a la izquierda, que protege de la acción del viento en alguna dirección, se puede tener en cuenta mediante los coeficientes de cargas, poniendo en  $+X = 0.33$  ya que sólo hay succión a sotavento, y  $-X = 0.66$  ya que sólo hay presión a barlovento.

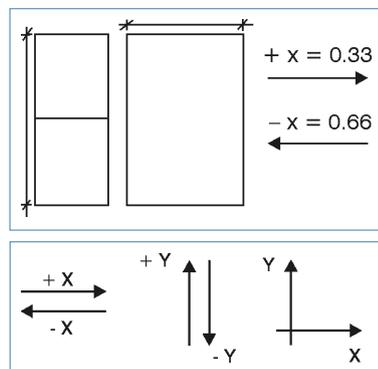


Fig. 1.11

Se define como ancho de banda la longitud de fachada perpendicular a la dirección del viento. Puede ser diferente en cada planta, y se define por plantas. Cuando el viento actúa en la dirección X, se debe dar el ancho de banda y (A.Y), y cuando actúa en Y, ancho de banda x (A.X).

Cuando en una misma planta hay zonas independientes, se hace un reparto de la carga total proporcional al ancho de cada zona respecto al ancho total B definido para esa planta (Fig. 1.12).

Siendo B el ancho de banda definido cuando el viento actúa en la dirección Y, los valores  $b_1$  y  $b_2$  son calculados geoméricamente por **CYPECAD** en función de las coordenadas de los pilares extremos de cada zona. Por tanto, los anchos de banda que se aplicarán en cada zona serán:

$$B_1 = \frac{b_1}{b_1 + b_2} \cdot B \quad B_2 = \frac{b_2}{b_1 + b_2} \cdot B$$

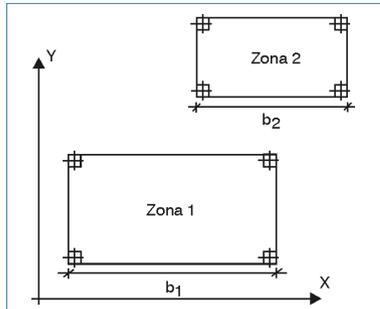


Fig. 1.12

Conocido el ancho de banda de una planta, y las alturas de la planta superior e inferior a la planta, si se multiplica la semisuma de las alturas por el ancho de banda se obtiene la superficie expuesta al viento en esa planta, que, multiplicada a su vez por la presión total calculada a esa altura y por el coeficiente de cargas, proporcionaría la carga de viento en esa planta y en esa dirección.

Si tiene antepechos en cubierta puede tenerlo en cuenta modificando proporcionalmente el ancho de banda  $b$  por un ancho  $b'$ .

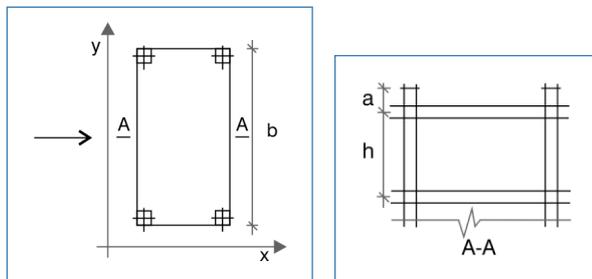


Fig. 1.13

$$b' = b \cdot \frac{a+h/2}{h/2} = b \cdot \frac{2a+h}{h}$$

Como método genérico para el cálculo del viento de forma automática puede seleccionar **Viento genérico**.

Definidas las direcciones de actuación del viento, coeficientes de cargas y anchos de banda por planta, se debe seleccionar la curva de alturas-presiones. Existe una biblioteca que permite seleccionar curvas existentes y crear otras nuevas. En dichas curvas para cada altura se define una presión total, interpolándose para alturas intermedias, lo cual es necesario para calcular la presión a la altura de cada planta del edificio a calcular.

Se define el **Factor de forma**, coeficiente multiplicador que permite corregir la carga de viento en función de la forma del edificio, ya sea por su forma en planta, rectangular, cilíndrica, etc., y por su esbeltez.

También se puede definir un **Factor de ráfaga**, coeficiente amplificador de la carga de viento para tener en cuenta la posición geográfica de la construcción, en zonas muy expuestas, valles angostos, laderas, etc. que, por su exposición y producción de mayores velocidades del viento, debe considerarse.

Se obtiene la carga total de viento aplicada en cada planta como el producto de la presión a su altura, por la superficie expuesta, factores de forma y ráfaga. El punto de aplicación de dicha carga en cada planta es el centro geométrico de la planta determinado por el perímetro de la planta. Se puede consultar y listar el valor de la carga de viento aplicada en cada planta.

Para cada norma definida, la forma de cálculo de la presión se realiza de manera automática, si bien necesita que se indiquen una serie de datos que puede consultar en el capítulo de implementaciones de la normativa que va a utilizar.

En **Estructuras 3D integradas** no se generan cargas de forma automática, deben introducirse manualmente sobre los nudos y las barras. Si se definen hipótesis adicionales, es posible crear la combinatoria con las automáticas.

Es especialmente importante revisar la combinatoria y sus compatibilidades de hipótesis cuando se importa una obra de Nuevo CYPE 3D como estructura 3D integrada y, en particular, si ésta ya tenía generadas las hipótesis de viento provenientes de Generador de pórticos.

## Sismo

Para el sismo se pueden definir dos métodos de cálculo generales: cálculo estático y cálculo dinámico.

Es posible aplicar ambos métodos generales o los específicos indicados con la normativa vigente o reglamentos de aplicación en función de la ubicación de la población donde se encuentre la edificación.

**Cálculo estático. Sismo por coeficientes.** Se puede introducir la acción de sismo como un sistema de fuerzas estáticas equivalentes a las cargas dinámicas, generando cargas horizontales en dos direcciones ortogonales X, Y, aplicadas a nivel de cada planta, en el centro de masas de las mismas.

Se puede emplear como método general el Sismo por Coeficientes por planta.

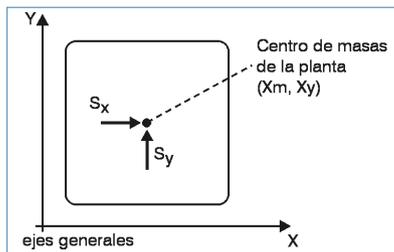


Fig. 1.14

Las fuerzas estáticas a aplicar en cada dirección serán, por planta:

$$S_x = (G_i + A \cdot Q_i) \cdot C_{xi}$$

$$S_y = (G_i + A \cdot Q_i) \cdot C_{yi}$$

siendo:

$G_i$ : Las cargas permanentes de la planta  $i$

$Q_i$ : Las cargas variables de la planta  $i$

$A$ : Coeficiente de simultaneidad de la sobrecarga (o de la nieve) o parte cuasi-permanente

$C_{xi} C_{yi}$ : Coeficiente sísmico en cada dirección en la planta  $i$ , también llamado "Acción según X o Y" en la entrada de datos del diálogo. La masa sísmica de cada planta se multiplica por este coeficiente para obtener la fuerza estática aplicada en cada planta.

Si se refieren los desplazamientos de la planta respecto a los ejes generales se obtiene:

$$\bar{\delta} \begin{cases} \delta_{xp} : \text{desplazamiento X de la planta} \\ \delta_{yp} : \text{desplazamiento Y de la planta} \\ \delta_{zp} : \text{giro Z de la planta} \end{cases}$$

y las fuerzas aplicadas:

$$\bar{F} \begin{cases} F_x = S_x \\ F_y = S_y \\ M_z = -S_x \cdot Y_m + S_y \cdot X_m \end{cases}$$

$$\bar{F} = K \cdot \bar{\delta}$$

Los efectos de segundo orden se pueden considerar si se desea.

En las estructuras 3D integradas, si se activan hipótesis de sismo estático como cargas en nudos y barras, no se podrá combinar en el sismo por coeficientes, ni con el sismo dinámico.

Análogamente, si consideramos en CYPECAD un cálculo estático por coeficientes por plantas, en las estructuras 3D integradas no será posible realizarlo, por lo que no se puede calcular, salvo con un cálculo dinámico conjunto. Se podría activar una hipótesis adicional de sismo estático, pero desactivando las hipótesis automáticas.

**Cálculo dinámico. Análisis modal espectral.** El método de análisis dinámico que el programa considera como general es el análisis modal espectral, para el cual será necesario indicar:

- Aceleración de cálculo respecto de g (aceleración de la gravedad) =  $a_c$
- Ductilidad de la estructura =  $\mu$
- Número de modos a calcular
- Coeficiente cuasi-permanente de sobrecarga = A
- Espectro de aceleraciones de cálculo

Complete estos datos y la selección del espectro correspondiente de cálculo, que se puede elegir de la biblioteca por defecto que se suministra con el programa o de otra, creada por el usuario. La definición de cada espectro se realiza por coordenadas (X: periodo T; Y: Ordenada espectral  $\alpha(T)$ ) pudiendo ver la forma de la gráfica generada. Para la definición del espectro normalizado de respuesta elástica, el usuario debe conocer los factores que influyen en él (tipo de sismo, tipo de terreno, amortiguamiento, etc.). Estos factores deben estar incluidos en la ordenada espectral, también llamada factor de amplificación, y referidos al periodo T.

Cuando en una edificación se especifica cualquier tipo de hipótesis sísmica dinámica, el programa realiza, además del cálculo estático normal a cargas gravitatorias y viento, un análisis modal espectral de la estructura. Los espectros de diseño dependerán de la norma sismorresistente y de los parámetros de la misma seleccionados. En el caso de la opción de análisis modal espectral, el usuario indica directamente el espectro de diseño.

Para efectuar el análisis dinámico el programa crea la matriz de masas y la matriz de rigidez para cada elemento de la estructura. La matriz de masas se crea a partir de la hipótesis de peso propio y de las correspondientes sobrecargas multiplicadas por el coeficiente de cuasi-permanen-

cia. **CYPECAD** trabaja con matrices de masas concentradas, que resultan ser diagonales.

El siguiente paso consiste en la condensación (simultánea con el ensamblaje de los elementos) de las matrices de rigidez y masas completas de la estructura, para obtener otras reducidas y que únicamente contienen los grados de libertad dinámicos, sobre los que se hará la descomposición modal. El programa efectúa una condensación estática y dinámica, haciéndose esta última por el método simplificado clásico, en el cual se supone que sólo a través de los grados de libertad dinámicos aparecerán fuerzas de inercia.

Los grados de libertad dinámicos con que se trabaja son tres por cada planta del edificio: dos traslaciones sobre el plano horizontal, y la correspondiente rotación sobre dicho plano. Este modelo simplificado responde al recomendado por la gran mayoría de normas sismorresistentes.

En este punto del cálculo ya se tiene una matriz de rigidez y otra de masas, ambas reducidas, y con el mismo número de filas/columnas. Cada una de ellas representa uno de los grados de libertad dinámicos anteriormente descritos. El siguiente paso es la descomposición modal, que el programa resuelve mediante un método iterativo, y cuyo resultado son los autovalores y autovectores correspondientes a la diagonalización de la matriz de rigidez con las masas.

El sistema de ecuaciones a resolver es el siguiente:

K: Matriz de rigidez

M: Matriz de masas

$$[K - \omega_2 \cdot M] = 0.0 \quad (\text{determinante nulo})$$

$\omega^2$ : Autovalores del sistema

$\omega$ : Frecuencias naturales propias del sistema dinámico

$$[K - \omega_2 \cdot M] \cdot [\phi] = [0.0]$$

(sistema homogéneo indeterminado)

$\phi$ : Autovectores del sistema o modos de vibración condensados

De la primera ecuación se puede obtener un número máximo de soluciones (valores de  $\omega$ ) igual al número de grados de libertad dinámicos asumidos. Para cada una de estas soluciones (autovalores) se obtiene el correspondiente autovector (modo de vibración). Sin embargo, rara vez es necesario obtener el número máximo de soluciones del sistema, y se calculan sólo las más representativas en el número indicado por el usuario como número de modos de vibración que intervienen en el análisis. Al indicar dicho número, el programa selecciona las soluciones más representativas del sistema, que son las que más masa desplazan, y que corresponden a las frecuencias naturales de vibración mayores.

La obtención de los modos de vibración condensados (también llamados vectores de coeficientes de forma) es la resolución de un sistema lineal de ecuaciones homogéneo (el vector de términos independientes es nulo), e indeterminado ( $\omega^2$  se ha calculado para que el determinante de la matriz de coeficientes sea nulo). Por tanto, dicho vector representa una dirección o modo de deformación, y no valores concretos de las soluciones.

A partir de los modos de vibración, el programa obtiene los coeficientes de participación para cada dirección ( $\tau_i$ ) de la forma siguiente:

$$\tau_i = [\phi_i]^T \cdot [M] \cdot \frac{[J]}{[\phi_i]^T} \cdot [M] \cdot [\phi_i], i = 1, \dots, n^\circ \text{ de modos}$$

calculados

donde  $[J]$  es un vector que indica la dirección de actuación del sismo. Por ejemplo, para sismo en dirección  $x$ :

$$[J] = [100100100\dots100]$$

Una vez obtenidas las frecuencias naturales de vibración, se entra en el espectro de diseño seleccionado, con los

parámetros de ductilidad, amortiguamiento, etc., y se obtiene la aceleración de diseño para cada modo de vibración, y cada grado de libertad dinámico.

El cálculo de estos valores se hace de la siguiente forma:

$$a_{ij} = \phi_{ij} \cdot \tau_i \cdot a_{ci}$$

$i$ : Cada modo de vibración

$j$ : Cada grado de libertad dinámico

$a_{ci}$ : Aceleración de cálculo para el modo de vibración  $i$

Los desplazamientos máximos de la estructura, para cada modo de vibración  $i$  y grado de libertad  $j$  de acuerdo al modelo lineal equivalente, se obtienen como sigue:

$$u_{ij} = \frac{a_{ij}}{\omega_i^2}$$

Por tanto, para cada grado de libertad dinámico, se obtiene un valor del desplazamiento máximo en cada modo de vibración. Esto equivale a un problema de desplazamientos impuestos, que se resuelve para los demás grados de libertad (no dinámicos), mediante la expansión modal o sustitución 'hacia atrás' de los grados de libertad previamente condensados.

Se obtiene, finalmente, una distribución de desplazamientos y esfuerzos sobre toda la estructura, para cada modo de vibración y para cada hipótesis dinámica, con lo que se finaliza el análisis modal espectral propiamente dicho.

Para la superposición modal, mediante la que se obtienen los valores máximos de un esfuerzo, desplazamiento, etc., en una hipótesis dinámica dada, el programa usa el método CQC, en el cual se calcula un coeficiente de acoplamiento modal dependiente de la relación entre los periodos de vibración de los modos a combinar. La formulación de dicho método es la siguiente:

$$x = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} x_i x_j}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta^2 r^{3/2}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\zeta^2 r(1+r)}$$

donde:

$$r = \frac{T_i}{T_j}$$

$\zeta$ : Razón de amortiguamiento, uniforme para todos los modos de vibración, y de valor 0.05

$x$ : Esfuerzo o desplazamiento resultante

$x_i, x_j$ : Esfuerzos o desplazamientos correspondientes a los modos a combinar

Para los casos en los cuales se requiere la evaluación de esfuerzos máximos concomitantes, **CYPECAD** hace una superposición lineal de los distintos modos de vibración, de forma que para una hipótesis dinámica dada, se obtienen en realidad  $n$  conjuntos de esfuerzos, donde  $n$  es el número de esfuerzos concomitantes que se necesitan. Por ejemplo, si se está calculando el dimensionamiento de pilares de hormigón, se trabaja con tres esfuerzos simultáneamente: axil, flector en el plano  $xy$  y flector en el plano  $xz$ . En este caso, al solicitar la combinatoria con una hipótesis dinámica, el programa suministrará para cada combinación que la incluya tres combinaciones distintas: una para el axil máximo, otra para el flector en el plano  $xy$  máximo, y otra para el flector en el plano  $xz$  máximo. Además, las distintas combinaciones creadas se multiplican por  $\pm 1$ , ya que el sismo puede actuar en cualquiera de los dos sentidos.

Los efectos de segundo orden se pueden considerar, si se desea, activando dicha consideración de forma potestativa por el usuario, ya que el programa no lo hace de forma automática.

Realizado el cálculo, se puede consultar, para cada modo, el periodo, el coeficiente de participación en cada dirección de cálculo  $X, Y$ , y lo que se denomina coeficiente sísmico, que es el espectro de desplazamientos obtenido como  $S_d$ :

$$S_d = \frac{\alpha(T)}{\omega^2 \mu}$$

$\alpha(T)$ : Ordenada espectral

$\omega$ : Frecuencia angular =  $2\pi/T$

$\mu$ : Ductilidad

## Efectos de la torsión

Cuando se realiza un cálculo dinámico, se obtiene el momento y el cortante total debido a la acción sísmica sobre el edificio. Dividiendo ambos, se obtiene la excentricidad respecto al centro de masas. Dependiendo de la normativa de acciones sísmicas de cada país seleccionada, se compara con la excentricidad mínima que especifica dicha normativa, y si fuera menor, se amplifica el modo rotacional o de giro, de tal manera que al menos se obtenga dicha excentricidad mínima.

Si se opta por analizar el sismo de la estructura de forma genérica (Análisis modal espectral), la excentricidad mínima que tiene en cuenta el programa es 0.05.

Esto es importante sobre todo en estructuras simétricas.

## Cortante Basal

En los listados de resultados se obtiene el cortante de los soportes para cada modo. Puede usarlo para obtener el cortante basal y compararlo con el estático, y modificarlo en su caso, amplificando los efectos dinámicos, de acuerdo a lo que en su caso indique la norma que utilice, de forma manual.

## Consideración de Efectos de 2º Orden (P $\Delta$ )

De forma potestativa se puede considerar, cuando se define hipótesis de viento o sismo, el cálculo de la amplificación de esfuerzos producidos por la actuación de dichas

cargas horizontales. Es aconsejable activar esta opción en el cálculo.

El método está basado en el efecto P-delta debido a los desplazamientos producidos por las acciones horizontales, abordando de forma sencilla los efectos de segundo orden a partir de un cálculo de primer orden, y un comportamiento lineal de los materiales, con unas características mecánicas calculadas con las secciones brutas de los materiales y su módulo de elasticidad secante.

Bajo la acción horizontal, en cada planta  $i$ , actúa una fuerza  $H_i$ , la estructura se deforma, y se producen unos desplazamientos  $\Delta_{ij}$  a nivel de cada pilar. En cada pilar  $j$ , y a nivel de cada planta, actúa una carga de valor  $P_{ij}$  para cada hipótesis gravitatoria, transmitida por el forjado al pilar  $j$  en la planta  $i$  (Fig. 1.15).

Se define un momento volcador  $M_H$  debido a la acción horizontal  $H_i$ , a la cota  $z_i$  respecto a la cota 0.00 o nivel sin desplazamientos horizontales, en cada dirección de actuación del mismo:

$$M_H = \sum H_i \cdot z_i$$

$i$ : Número de plantas

$j$ : Número de pilares

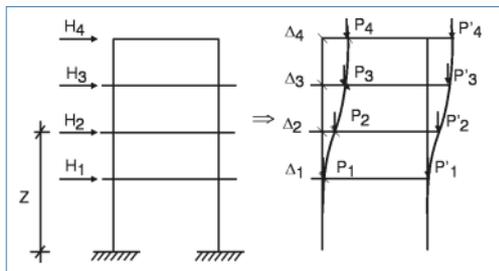


Fig. 1.15. Actuación del viento

De la misma forma se define un momento por efecto P-delta,  $M_{P\Delta}$ , debido a las cargas transmitidas por los for-

jados a los pilares  $P_{ij}$ , para cada una de las hipótesis gravitatorias ( $k$ ) definidas, por los desplazamientos debidos a la acción horizontal  $\Delta_i$ .

$$M_{P\Delta k} = \sum_i \sum_j P_{ij} \Delta_i$$

siendo:

$k$ : Para cada hipótesis gravitatoria (peso propio, sobrecarga...)

Si se calcula el coeficiente  $C_K = \frac{M_{P\Delta k}}{M_{HK}}$

que es el índice de estabilidad para cada hipótesis gravitatoria y para cada dirección de la acción horizontal, se puede obtener un coeficiente amplificador del coeficiente de mayoración de la hipótesis debidas a las acciones horizontales para todas las combinaciones en las que actúan dichas acciones horizontales. Este valor se denomina  $\gamma_z$  y se calcula como:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - (\sum \gamma_{gi} \cdot C_i + \sum \gamma_{fqi} \cdot C_j)}$$

siendo:

$\gamma_{fqi}$ : Coeficiente de mayoración de cargas permanentes de la hipótesis  $i$

$\gamma_{fqi}$ : Coeficiente de mayoración de cargas variables de la hipótesis  $j$

$\gamma_z$ : Coeficiente de estabilidad global

Para el cálculo de los desplazamientos debidos a cada hipótesis de acciones horizontales, hay que recordar que se ha realizado un cálculo en primer orden, con las secciones brutas de los elementos. Si se están calculando los esfuerzos para el dimensionado en estados límite últimos, parecería lógico que el cálculo de los desplazamientos en rigor se hiciera con las secciones fisuradas y homogeneizadas, lo cual resulta muy laborioso, dado que eso supone la no-linealidad de los materiales, geometría y estados de carga. Esto lo hace inabordable desde el punto de vista práctico con los medios normales disponibles para el cálculo. Por

tanto, se debe establecer una simplificación, consistente en suponer una reducción de las rigideces de las secciones, lo que implica un aumento de los desplazamientos, ya que son inversamente proporcionales. El programa solicita como dato el aumento o 'factor multiplicador de los desplazamientos' para tener en cuenta esa reducción de la rigidez.

En este punto no existe un criterio único, por lo que se deja a juicio del proyectista la consideración de un valor u otro en función del tipo de estructura, grado de fisuración estimado, otros elementos rigidizantes, núcleos, escaleras, etc., que en la realidad pueden incluso reducir los desplazamientos calculados.

En Brasil es habitual considerar un coeficiente reductor del módulo de elasticidad longitudinal de 0.90 y suponer un coeficiente reductor de la inercia fisurada respecto de la bruta de 0.70. Por tanto, la rigidez se reduce en su producto:

$$\begin{aligned} \text{Rigidez-reducida} &= 0.90 \cdot 0.70 \cdot \text{Rigidez-bruta} = \\ &= 0.63 \cdot \text{Rigidez-bruta} \end{aligned}$$

Como los desplazamientos son inversos de la rigidez, el factor multiplicador de los desplazamientos será igual a  $1 / 0.63 = 1.59$ , valor que se introducirá como dato en el programa. Como norma de buena práctica se suele considerar que si  $\gamma_z > 1.20$ , se debe rigidizar más la estructura en esa dirección, ya que la estructura es muy deformable y poco estable en esa dirección. Si  $\gamma_z < 1.1$ , su efecto será pequeño y prácticamente despreciable.

En la nueva norma NB-1/2000, de forma simplificada se recomienda amplificar por  $1/0.7 = 1.43$  los desplazamientos y limitar el valor de  $\gamma_z$  a 1.3.

En el Código Modelo CEB-FIP 1990 se aplica un método de amplificación de momentos que recomienda, a falta de un cálculo más preciso, reducir las rigideces en un 50% o,

lo que es lo mismo, un coeficiente amplificador de los desplazamientos igual a  $1/0.50 = 2.00$ . Para este supuesto se puede considerar que si  $\gamma_z > 1.50$ , se debe rigidizar más la estructura en esa dirección, ya que la estructura es muy deformable y poco estable en esa dirección. No es preciso considerar los efectos de 2º orden si  $\gamma_z < 1.1$ , aunque recomendamos siempre su activación.

En la norma ACI-318-95 existe el índice de estabilidad Q por planta, no para el global del edificio, aunque se podría establecer una relación con el coeficiente de estabilidad global si las plantas son muy similares, relacionándolos mediante:

$$\gamma_z: \text{coeficiente de estabilidad global} = 1 / (1-Q)$$

En cuanto al límite que establece para la consideración de la planta como intraslacional, o lo que en este caso sería el límite para su consideración o no, se dice que  $Q = 0.05$ , es decir:  $1 / 0.95 = 1.05$ .

Para este caso supone calcularlo y tenerlo en cuenta siempre que se supere dicho valor, lo que en definitiva conduce a considerar el cálculo prácticamente siempre y amplificar los esfuerzos por este método.

En cuanto al coeficiente multiplicador de los desplazamientos se indica que, dado que las acciones horizontales son temporales y de corta duración, se puede considerar una reducción del orden del 70% de la inercia, y como el módulo de elasticidad es menor ( $15100 / 19000 = 0.8$ ), es decir, un coeficiente amplificador de los desplazamientos de  $1 / (0.7 \cdot 0.8) = 1.78$  y, de acuerdo al coeficiente de estabilidad global, no superar el valor 1.35 sería lo razonable.

Se puede apreciar que el criterio del código modelo sería recomendable y fácil de recordar, así como aconsejable en todos los casos su aplicación:

$$\begin{aligned} \text{Coeficiente multiplicador de los desplazamientos} &= 2 \\ \text{Límite para el coeficiente de estabilidad global} &= 1.5 \end{aligned}$$

Es verdad que, por otro lado, siempre existen en los edificios elementos rigidizantes, fachadas, escaleras, muros portantes, etc., que aseguran un menor desplazamiento frente a las acciones horizontales que las calculadas. Por ello el programa deja en 1.00 el coeficiente multiplicador de los desplazamientos. Queda a criterio del proyectista su modificación, dado que no todos los elementos se pueden discretizar en el cálculo de la estructura.

Una vez terminado el cálculo, en la pantalla **Datos generales - Viento y sismo**, pulsando en el botón **Con efectos de segundo orden-Factores de amplificación** se pueden consultar los valores calculados para cada una de las combinaciones e imprimir un informe con los resultados en **Listados**, viendo el máximo valor del coeficiente de estabilidad global en cada dirección.

Puede incluso darse el caso de que la estructura no sea estable, en cuyo caso se emite un mensaje antes de terminar el cálculo, en el que se advierte que existe un fenómeno de inestabilidad global. Esto se producirá cuando el valor  $\gamma_z$  tienda a  $\infty$  o, lo que es lo mismo en la fórmula, que se convierte en cero o negativo porque:

$$\Sigma(\gamma_{fji} \cdot C_i + \gamma_{fj} \cdot C_j) \geq 1$$

Se puede estudiar para viento y/o sismo y es siempre aconsejable su cálculo, como método alternativo de cálculo de los efectos de segundo orden, sobre todo para estructuras traslacionales o levemente traslacionales, como son la mayoría de los edificios.

Conviene recordar que la hipótesis de sobrecarga se considera en su totalidad, y dado que el programa no realiza ninguna reducción de sobrecarga de forma automática, puede ser conveniente repetir el cálculo reduciendo previamente la sobrecarga, lo cual sólo sería válido para el cálculo de los pilares.

En el caso de la norma ACI 318, una vez que se ha estudiado la estabilidad del edificio, el tratamiento de la reducción de rigideces para el dimensionado de pilares se realiza aplicando una formulación que se indica en el apéndice de normativas del programa.

En ese caso, y dado lo engorroso y prácticamente inabordable que supone el cálculo de los coeficientes de pandeo determinando las rigideces de las barras en cada extremo de pilar, sería suficientemente seguro tomar coeficientes de pandeo = 1, con lo cual se calculará siempre la excentricidad ficticia o adicional de segundo orden como barra aislada, más el efecto amplificador P-delta del método considerado. De esta forma se obtienen unos resultados razonables dentro del campo de las esbelteces que establece cada norma en su caso.

Se deja al usuario tomar la decisión al respecto, dado que es un método alternativo. En su caso, podrá optar por la aplicación rigurosa de la normativa correspondiente.

## 1.6. Materiales a emplear

Todos los materiales se seleccionan sobre la base de unas listas definidas por su nombre identificativo, cuyas características están definidas en un archivo. Los datos que debe especificar en cada caso son:

### 1.6.1. Hormigón en cimentación, forjados, pilares y muros

Existe un archivo que contiene una lista de hormigones definidos por su resistencia característica, coeficiente de minoración, módulo de elasticidad secante, coeficiente de Poisson  $\nu = 0.2$ , definidos de acuerdo a la norma.

El hormigón puede ser distinto en cada elemento. Además, en pilares puede ser distinto en cada planta. Estos

valores corresponden a los admitidos con mayor frecuencia en la norma.

### 1.6.2. Acero en barras

Existe un archivo que contiene una lista de aceros definidos por su límite elástico, coeficiente de minoración, módulo de elasticidad, definidos de acuerdo a la norma.

Se considera siempre **por su posición y tipo de elemento**.

$\sigma_s$ : Tensión de cálculo del acero. Se indica el diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de acuerdo con la norma. El acero puede ser distinto según se trate de:

#### Pilares, muros, pantallas y ménsulas cortas

- Barras (verticales y horizontales)
- Estribos

#### Vigas de forjado y de cimentación

- Negativos (ref. inferior en cimentación)
- Positivos (superior en cimentación)
- Montaje (inferior en cimentación)
- Armadura de piel
- Estribos

#### Forjados y losas de cimentación

- Punzonamiento y cortante
- Negativos en losas (superior en cimentación)
- Positivos en losas (inferior en cimentación)
- Negativos en reticular y unidireccional
- Positivos en reticular

#### Zapatas y encepados

### 1.6.3. Acero en pilares metálicos, vigas metálicas y placas de anclaje

**CYPECAD** permite el uso de vigas y pilares metálicos, en cuyo caso se debe indicar el tipo de acero a emplear. Existe una biblioteca de aceros seleccionables por su denominación en la que se define en un archivo no modificable por el usuario su módulo de elasticidad, límite elástico, coeficiente de Poisson, y todos los parámetros necesarios para el cálculo. Se pueden emplear perfiles de acero conformados así como aceros laminados y armados. Para las placas de anclaje en arranque de pilar metálico se define el acero de las placas y rigidizadores, así como el acero y tipo para los pernos de anclaje. Los aceros y diámetros utilizables están predefinidos en el programa, y no son modificables.

### 1.6.4. Materiales en Estructuras 3D integradas

Los materiales que se van a emplear en las Estructuras 3D integradas (acero, madera, aluminio, hormigón o genérico) se definen en el menú **Obra > Datos generales**.

## 1.7. Coeficientes de parciales de seguridad

Los coeficientes parciales de seguridad se establecen de acuerdo con las características de los materiales a emplear, con las acciones sobre la estructura, así como con el método de cálculo que se va a utilizar especificado en la normativa seleccionada.

### 1.7.1. Método de cálculo

Para calcular los coeficientes parciales de seguridad se utiliza el método de los **Estados límite** o el de aplicación para cada norma seleccionada.

### 1.7.2. Materiales

Los coeficientes de minoración que se aplican a los materiales utilizados son los definidos para cada norma. Puede consultar los apartados correspondientes a normativa.

Al seleccionar el material se indica el nivel de control (si existe) y, por tanto, el coeficiente predefinido en un fichero asociado a la normativa.

### 1.7.3. Acciones

Los coeficientes parciales de seguridad se aplicarán en función del nivel de control de la ejecución y de los daños previsibles, definidos en proyecto y realizados en la obra, así como el uso de la construcción.

Se debe tener en cuenta, además, si el efecto de las acciones es favorable o desfavorable, así como el origen de la acción. Los valores pueden variar.

Estos valores tendrán que ser establecidos para cada combinación. Para ello se leerán los coeficientes parciales de seguridad y de simultaneidad definidos en el fichero correspondiente de combinaciones, en función del número de hipótesis de cada una de las hipótesis simples según su origen. El fichero de coeficientes parciales de seguridad asociado a normativa no puede ser modificado por el usuario, aunque éste puede definir combinaciones propias.

## 1.8. Combinaciones

Definidas las hipótesis simples básicas que intervienen en un cálculo, y según la norma a aplicar, es necesario comprobar un conjunto de estados, que puede exigir la comprobación de equilibrio, tensiones, rotura, fisuración, deformaciones, etc. Todo ello se resume en el cálculo de unos estados límite, que además pueden ser función del

material a utilizar. Para cada uno de esos estados se define un conjunto de combinaciones, con sus correspondientes coeficientes parciales de seguridad, que en el programa genera automáticamente, y que hay que seleccionar para el cálculo, comprobando los siguientes estados:

**E.L.U. de rotura.Hormigón. Dimensionado de secciones.**

**E.L.U. de rotura.Hormigón en cimentaciones. Dimensionado de secciones.**

**Tensiones sobre el terreno.** Comprobación de tensiones en el terreno.

**Desplazamientos.** Para la obtención de desplazamientos máximos de la estructura.

**E.L.U. de rotura.Acero laminado y armado.** Dimensionado de secciones.

**E.L.U. de rotura.Acero conformado.** Dimensionado de secciones.

**E.L.U. de rotura.Madera.** Dimensionado de secciones.

**E.L.U. de rotura.Aluminio.** Dimensionado de secciones.

Por tanto, se pueden definir grupos de combinaciones, y activar los estados que se desea que se comprueben en el cálculo para esa norma activa, y los coeficientes parciales de seguridad a utilizar. En las normas de cada país es habitual establecer la consideración de los siguientes estados que se describen a continuación.

### 1.8.1. Estados límite últimos

Se definen para la comprobación y dimensionado de secciones y será habitual indicar grupos de combinaciones,

antes citados, para hormigón, aceros laminados, armados, conformados, madera y aluminio. No se contemplan en aquellas normas que utilizan tensiones admisibles.

### 1.8.1.1. Situaciones de proyecto

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

#### Situaciones no sísmicas

- Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \Psi_{p,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{a,i} Q_{k,i}$$

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

#### Situaciones sísmicas

- Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{a,i} Q_{k,i}$$

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

donde,

$G_k$ : Acción permanente

$Q_k$ : Acción variable

$A_E$ : Acción sísmica

$\gamma_G$ : Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

$\gamma_{Q,1}$ : Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

$\gamma_{Q,i}$ : Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento  
( $i > 1$ ) para situaciones no sísmicas  
( $i \geq 1$ ) para situaciones sísmicas

$\gamma_A$ : Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica

$\Psi_{p,1}$ : Coeficiente de combinación de la acción variable principal

$\Psi_{a,i}$ : Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento  
( $i > 1$ ) para situaciones no sísmicas  
( $i \geq 1$ ) para situaciones sísmicas

## 1.9. Datos de entrada

Los datos que debe introducir para el cálculo de una obra son:

### 1.9.1. Datos generales de la obra

Los datos **3 a 6** se seleccionan por su tipo identificativo en la lista de materiales.

1. Normas de aplicación en hormigón, acero (conformado y laminado), madera, aluminio, muros de bloques y losas mixtas.
2. Descripción de la obra (2 líneas).
3. Hormigón en forjados.
4. Hormigón en cimentación, datos de cimentación.
5. Hormigón en pilares y pantallas. Puede ser diferente en cada planta.
6. Hormigón en muros. Puede ser diferente en cada planta.
  - 6.1. Características de muros de fábrica genéricos:
    - Módulo de Elasticidad E
    - Módulo de Cortadura G
    - Peso Específico
    - Tensión de cálculo en compresión y tracción
    - Considerar la rigidez a cortante
    - Para bloques de hormigón se selecciona mortero y resistencia de la fábrica, y acero para tendeles.
7. Acero en barras de refuerzo de hormigón armado.
  - 7.1. En pilares, pantallas y muros:
    - Barras verticales
    - Estribos

Se distingue entre elementos de Forjados de plantas y Cimentación:

- 7.2. En vigas:
  - Negativos (refuerzo inferior en cimentación)
  - Positivos (superior en cimentación)
  - Montaje (inferior en cimentación)

- Piel (en caras laterales)
  - Estribos
- 7.3. En forjados:
    - Refuerzos a punzonamiento y cortante
    - Negativos losas macizas (superior en cimentación)
    - Positivos losas macizas (inferior en cimentación)
    - Negativos de reticular, ábacos y unidireccional
    - Positivos de reticular, ábacos e in situ
  8. Acero en perfiles para vigas y pilares metálicos.
    - 8.1. Aceros conformados en frío
    - 8.2. Aceros laminados en caliente
  9. Acción del Viento.
  10. Acción de Sismo.
  11. Comprobar la resistencia al fuego.
  12. Hipótesis adicionales (cargas especiales).
  13. Estados límite (combinaciones).
    - 13.1. Hormigón
    - 13.2. Hormigón en cimentaciones
    - 13.3. Aceros conformados
    - 13.4. Aceros laminados
    - 13.5. Madera
    - 13.6. Aluminio
    - 13.7. Desplazamientos
    - 13.8. Tensiones del terreno
  14. Coeficientes de pandeo por planta en cada dirección
    - 14.1. Pilares de hormigón
    - 14.2. Pilares de acero

Estos coeficientes pueden definirse por planta y por cada pilar independientemente. El programa asume el valor  $\alpha = 1$  (también llamado b) por defecto, debiéndolo variar el usuario si así lo considera, por el tipo de estructura y uniones del pilar con vigas y forjados en ambas direcciones.

Observe el siguiente caso (Fig. 1.16), analizando los valores del coeficiente de pandeo en un pilar que, al estar sin coacciones en varias plantas consecutivas, podría pandear en toda su altura:

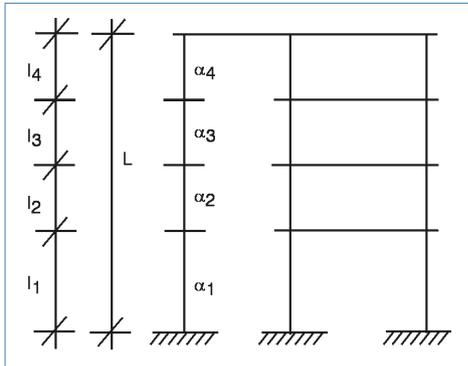


Fig. 1.16

Cuando un pilar está desconectado en ambas direcciones y en varias plantas consecutivas, se dimensiona el pilar en cada tramo o planta, por lo que a efectos de esbeltez, y para el cálculo de la longitud de pandeo  $l_0$ , el programa tomará el máximo valor de  $\alpha$  de todos los tramos consecutivos desconectados, multiplicado por la longitud total = suma de todas las longitudes.

$$\alpha = \text{MAX}(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4 \dots)$$

$$l = \sum l_i = (l_1 + l_2 + l_3 + l_4 \dots)$$

Luego  $l_0 = \alpha \cdot l$  (tanto en la dirección X como Y local del pilar, con su valor correspondiente).

Cuando un pilar esté desconectado en una única dirección en varias plantas consecutivas, el programa tomará para cada tramo, en cada planta  $i$ ,  $l_{0i} = \alpha_i \cdot l_i$ , no conociendo el hecho de la desconexión. Por tanto, si desea hacerla efectiva, en la dirección donde está desconectado, debe conseguir el valor de cada  $\alpha_i$ , de forma que:

Sea  $\alpha$  el valor correspondiente para el tramo exento completo  $l$ .

El valor en cada tramo  $i$  será:

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=1}^n l_j}{l_i} \cdot \alpha$$

en el ejemplo, para  $\alpha_3 = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + l_4}{l_3} \cdot \alpha$ .

Por tanto, cuando el programa calcula la longitud de pandeo de la planta 3, calculará:

$$l_{03} = \alpha_3 \cdot l_3 = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + l_4}{l_3} \cdot \alpha \cdot l_3 = (l_1 + l_2 + l_3 + l_4) \cdot \alpha = \alpha \cdot l$$

que coincide con lo indicado para el tramo completo desconectado, aunque realice el cálculo en cada planta, lo cual es correcto, pero siempre lo hará con longitud  $\alpha \cdot l$ .

La altura que se considera a efectos de cálculo a pandeo es la altura libre del pilar, es decir, la altura de la planta menos la altura de la viga o forjado de mayor canto que acomete al pilar.

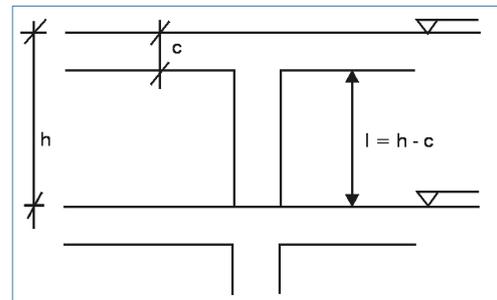


Fig. 1.17

El valor final de  $a$  de un pilar es el producto del  $\alpha$  de la planta por el  $\alpha$  del tramo.

Queda a juicio del proyectista la variación de los valores de  $a$  en cada una de las direcciones de los ejes locales de los pilares, ya que las diferentes normas no precisan de forma general la determinación de dichos coeficientes más que para el caso de pórticos, y dado que el comportamiento espacial de una estructura no corresponde a los modos de pandeo de un pórtico, se prefiere no dar esos valores de forma inexacta.

#### 15. Definición de número de plantas y grupos.

15.1. Nombre de grupos, sobrecarga de uso y cargas muertas.

15.2. Cota del nivel de cimentación, nombre de la planta y alturas entre ellas.

Al indicar las alturas ( $h$ ) de las plantas, se define la diferencia entre los niveles superiores (o plano medio superior de referencia) de los forjados. Las cotas son calculadas por el programa a partir de los datos indicados.

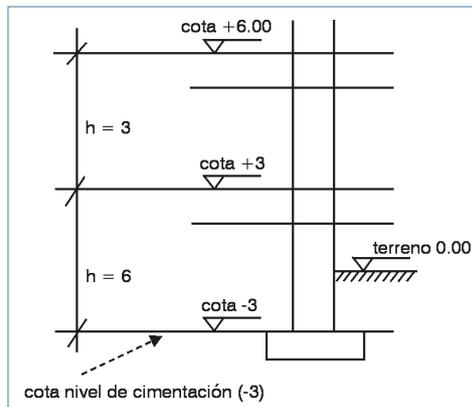


Fig. 1.18

### 1.9.2. Acciones. Cargas. Plantas/grupos

En este apartado se incluye la consideración o no de acciones horizontales, viento y/o sismo, y la normativa que se debe aplicar en cada caso. El programa elige internamente la combinatoria para cada estado límite.

Asimismo se validan los coeficientes parciales de seguridad según los materiales empleados y las acciones que intervengan. Por otra parte, se seleccionan las hipótesis adicionales y la asignación de su origen a cada hipótesis.

También debe indicar cuáles son las cargas muertas y sobrecargas de uso globales de cada planta, indicado en los datos de cada grupo. El peso propio del forjado está indicado en el archivo que contiene su descripción, y por el programa las losas macizas, vigas, pilares, pantallas y muros.

### 1.9.3. Viento

Se selecciona la normativa a aplicar. Consulte para ello el apartado correspondiente a la normativa utilizada.

### 1.9.4. Sismo

Si existe sismo, los datos serán según la selección de la normativa de aplicación. Consulte el apartado dedicado a las normativas.

**Recuerde** que, en las hipótesis adicionales, se pueden definir cargas asociadas a las hipótesis de viento y/o sismo, si no las genera previamente de forma automática.

### 1.9.5. Resistencia al fuego

Para cada grupo y elemento estructural se define el revestimiento (si existe), la resistencia requerida y si el forjado cumple la función de compartimentación.

### 1.9.6. Hipótesis adicionales (cargas especiales)

Se puede definir de forma automática hipótesis adicionales (cargas especiales), y son diferentes a las definidas con carácter general:

- Cargas permanentes (peso propio forjados + cargas muertas) = (carga permanente)
- Sobrecarga de uso definida en los datos de grupos (sobrecarga)
- Viento según norma (viento)
- Sismo según norma (sismo)

Si desea definir cargas (tanto puntuales como lineales o superficiales) que se incorporen a estas hipótesis generales debe crearlas en primer lugar. Por defecto, siempre están definidas la carga permanente y la sobrecarga de uso.

Si desea crear hipótesis de alternancia de sobrecarga, es decir, que no actúan simultáneamente en alguna combinación, debe definir tantas hipótesis adicionales como cargas independientes considere. También puede usar las disposiciones de carga dentro de cada hipótesis.

Las combinaciones se generan de forma automática a partir de las hipótesis definidas y sus combinabilidad.

Al introducir esas cargas especiales, ya sean lineales, puntuales o superficiales, recuerde que debe seleccionar la hipótesis a la que se asocia dicha carga, es decir, a qué hipótesis pertenece.

### 1.9.7. Estados límite (combinaciones)

Se selecciona el grupo correspondiente a cada estado a calcular.

- Hormigón
- Hormigón en cimentaciones
- Aceros conformados
- Aceros laminados

- Madera
- Aluminio
- Desplazamientos
- Tensión del terreno

### 1.9.8. Datos generales de pilares, arranques y pantallas (Entrada de pilares)

Debe definir la geometría en planta y alzado de pilares, indicando:

1. Tipo de pilar (de hormigón o metálicos).
2. Secciones en cada planta.
3. Referencia.
4. Ángulo de giro.
5. Arranque en cimentación (con vinculación exterior) o apeo (sin vinculación exterior) y hasta qué planta llega. Si el pilar arranca en una viga o losa de cimentación, debe definirse sin vinculación exterior.
6. Coeficientes de empotramiento en cabeza y pie.
7. Coeficientes de pandeo en cada planta y en ambas direcciones x, y locales (ver lo indicado en **Datos generales de obra**).
8. Si el pilar es metálico, se indica tipo y serie de la biblioteca de perfiles seleccionada; además, se puede calcular la placa de anclaje en el arranque, en cuyo caso se indicará la calidad del acero en la placa y en los pernos.
9. Desnivel y canto del apoyo, en caso de que exista, y para incluir el arranque en el despiece.

#### 1.9.8.1. Arranques

Es posible definir únicamente el arranque del pilar (con altura cero), de forma que se puede calcular elementos de cimentación, sin más que definir sus cargas en cabeza de pilar.

### 1.9.8.2. Pantallas H.A. (Paredes)

Se define en primer lugar una serie de pantallas tipo, indicando:

- Nombre
- Grupo inicial y final
- Lados y vértices
- Espesores en cada planta a izquierda y derecha del eje del lado

El primer vértice definido es el punto fijo de inserción aunque es posible variar su posición. A continuación se definen las pantallas seleccionando:

- Pantalla tipo
- Referencia
- Ángulo

Las pantallas tienen la misma geometría en planta, pudiendo variar en altura solamente su espesor. No pueden aparecer en pilares, ni arrancar pilares de las mismas, son pues de geometría constante, y pensadas como elementos de arriostramiento horizontal del edificio.

### 1.9.8.3. Cargas horizontales en pilares

Se definen el tipo de carga, el origen de la hipótesis y el punto de aplicación.

Se pueden definir cargas horizontales en pilares con las siguientes características:

- Tipos de cargas: puntual, uniforme repartida y en faja.
- Origen de la hipótesis: las definidas en la obra (peso propio, sobrecarga, viento, sismo).
- Punto de aplicación: en cualquier cota del pilar.
- Dirección: en ejes locales o generales, según X o Y.

### 1.9.8.4. Cargas verticales en pilares

Se puede definir en la cabeza de la última planta de cualquier pilar (donde termina), cargas ( $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $Q_x$ ,  $Q_y$ ,  $T$ ) referidas a los ejes generales, para cualquier hipótesis, adicionales a las obtenidas del cálculo, de acuerdo al siguiente convenio de signos:

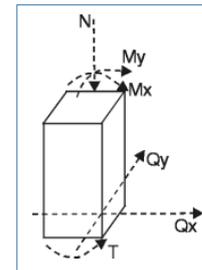


Fig. 1.19

Existen otros datos que se pueden consultar y modificar, tales como la vinculación del apoyo, los coeficientes de empotramiento y el pandeo.

### 1.9.9. Datos del forjado (Entrada de vigas)

En cada grupo hay que precisar de forma gráfica la geometría en planta, y se visualizarán por pantalla los pilares y pantallas. El orden lógico de entrada de datos es el siguiente:

#### 1.9.9.1. Vigas, apoyos en muro y vigas de cimentación

Se escoge su tipología y se introducen las dimensiones de la misma.

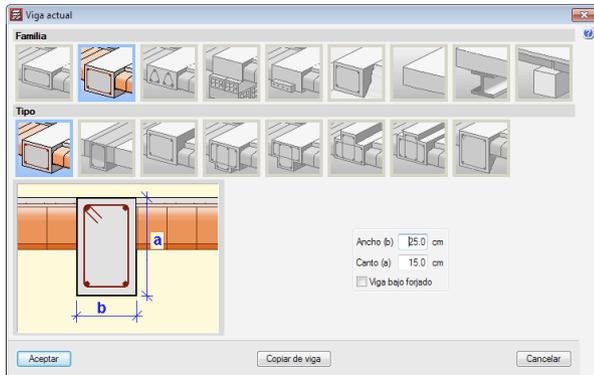


Fig. 1.20

Es posible definir un coeficiente de **empotramiento en los bordes** de las vigas. El valor varía entre 0 (articulado) y 1 (empotrado). Cualquier paño de forjado que se una a ese borde de viga quedará afectado por dicho coeficiente.

También se pueden introducir **articulaciones** en los extremos de cualquier tramo de viga, en su unión con pilares, pantallas u otras vigas.

Si la viga es de cimentación, se solicita el módulo de balasto y la tensión admisible del terreno.

Si la viga es mixta, consulte el apartado **8. Vigas mixtas** de la presente memoria.

### 1.9.9.2. Muros

Se puede definir dos tipos de muro:

**Muros de sótano de hormigón armado.** Serán muros de hormigón armado, que podrán recibir o no empujes horizontales del terreno.

**Muros en tensión plana.** Son como los de sótano pero con una sola capa de armadura central.

**Muros de fábrica.** Serán muros de fábrica de ladrillo o bloque de hormigón, que reciben y transmiten cargas, pero no empujes.

Se indican los siguientes datos:

- Grupo inicial donde arranca
- Grupo final donde termina
- Espesores medios en cada planta (a izquierda y derecha)
- Empujes del terreno (sólo con muros de sótano) indicando:
  - Hipótesis a asociar el empuje
  - Cota de la roca (si existe)
  - Cota del nivel freático (si existe)
  - Cota del relleno, indicando:
    - Porcentaje de evacuación por drenaje
    - Densidad aparente
    - Densidad sumergida
    - Ángulo de rozamiento interno
    - Sobrecarga sobre el terreno (si existe)
- Viga o apoyo en cimentación
  - Viga de cimentación (sin vinculación exterior)
  - Zapata corrida (sin vinculación exterior)
  - Con vinculación exterior (con o sin zapata)
  - Viga sin vinculación exterior (apeo)
- En su caso se indican las dimensiones de la zapata:
  - Módulo de balasto del terreno. Por defecto se da un valor elevado =  $10000 \text{ Tn/m}^3$ , ya que si existen pilares con vinculación exterior, se pueden producir asientos diferenciales, lo cual no es real si se hace un cálculo posterior de las zapatas aisladas de pilares. Si toda la cimentación fuera flotante, se colocaría el módulo de balasto correspondiente al tipo de terreno y dimensiones de las cimentaciones. No mezcle apoyos con y sin vinculación exterior, si lo hace se emite un aviso.
  - Tensión admisible del terreno

### 1.9.9.3. Tipo de forjado

El forjado se define con un nombre y una serie de datos:

#### Forjados unidireccionales

Se seleccionan diferentes tipos de forjados de viguetas:

- Viguetas de hormigón (geométrica genérica)
- Viguetas armadas
- Viguetas pretensadas
- Viguetas in situ
- Viguetas metálicas
- Viguetas de madera
- Viguetas Joist
- Las viguetas armadas y pretensadas pueden ser:
  - Fabricante, datos aportados por un fabricante, no son editables.
  - Biblioteca, de fabricante o creadas por el usuario con un programa específico “Editor de fichas de forjados” facilitado por CYPE y que cualquier usuario puede utilizar.
  - Características geométricas, aportadas por el usuario, siendo todos sus datos editables. A efectos de flecha, puede calcularse con armada o pretensada.
- Viguetas de madera.

Cada paño puede ser un tipo de forjado diferente, y su posición en planta puede ser perpendicular a vigas, paralela a vigas o pasando por dos puntos determinados.

Se puede conseguir la existencia o ausencia de continuidad entre las viguetas de paños adyacentes (excepto en metálicas y Joist, que siempre son biapoyadas). Copiando paños se obtiene continuidad entre ellos. Variando el punto de paso entre las viguetas se puede eliminar la continuidad entre paños contiguos, siempre que la distancia entre los extremos de viguetas de paños adyacentes, sea mayor que la longitud de **barra corta** (valor por defecto 0.20 m, que se puede variar en la opción de **Coefficientes reduc-**

**tores de rigidez a torsión**). El mismo efecto de continuidad se produce si en prolongación de alguna vigueta se encuentra una viga o brochal, con una separación entre ejes menor que la longitud de barra corta.

Después de definir un grupo, se puede copiar otro de los anteriores y hacer las modificaciones precisas.

En **Datos de paño** se pueden definir desniveles entre paños a efectos de dibujo y despiece de armado de forjados y vigas afectando a la altura de soportes que pasen por la viga de cambio de cota. Si la viga es plana se convertirá en viga de canto. Debe utilizarse con precaución, pues el programa no calcula la flexión transversal en la viga, por lo que le aconsejamos que consulte los detalles constructivos y compruebe manualmente el estribado y anclaje de la armadura transversal a la viga.

En **Datos de paño** se pueden consultar y modificar los momentos mínimos negativos y positivos para viguetas. Es importante consultarlos y asignarlos correctamente.

Se puede introducir vigueta doble, triple,... En este caso tomará el peso definido, que está limitado a triple vigueta. En esa situación se introduce una barra o vigueta paralela a una distancia igual al ancho de vigueta definido en la ficha del forjado.

Se puede definir un coeficiente de empotramiento en bordes o extremos de viguetas (0=articulado, 1=empotrado que es el valor por defecto) por paño.

#### Losas mixtas

Consulte el apartado **9. Losas mixtas** de esta memoria.

#### Placas aligeradas

Para la definición de una placa aligerada, ya sea una placa alveolar, placas PI, cualquier tipo de placa de sección cualquiera o forjado de vigueta y bovedilla, es necesario definir sus datos geométricos y características mecánicas.

Los datos contenidos en la ficha de características se pueden tomar de las autorizaciones de uso de los fabricantes, o introducir los valores de una determinada placa o forjado que desea prefabricar o construir in situ. Existen algunos datos que se solicitan y que conviene aclarar:

- **Clave.** Para identificar la ficha por ocho dígitos.
- **Descripción.** Es el nombre de la placa.
- **Canto total del forjado.** Es el canto total de la placa más la capa de compresión si la hubiere.
- **Ancho de placa.** Es el ancho de la placa, o el entreje para un forjado de vigueta y bovedilla.
- **Espesor de la capa de compresión.** Si la hubiere, es el espesor de la capa de compresión.
- **Anchos mínimos de placa.** Es el menor valor que se permite obtener por corte longitudinal de una placa tipo, como consecuencia de las dimensiones del paño, al llegar a un borde, siendo normalmente una placa especial de ancho menor que la placa tipo. El ancho que se obtiene de esa última placa especial está comprendido entre el valor tipo o ancho de la placa, y dicho ancho mínimo.
- **Entrega mínima y máxima.** Cuando la placa está esviada respecto a la normal al apoyo, en cada borde de la placa la entrega es diferente, pudiendo variar entre el mínimo y el máximo. Si se supera el valor máximo, la placa se bisela.
- **Entrega lateral.** Es el valor que puede solapar la placa lateralmente con un apoyo paralelo o ligeramente esviado a la dirección longitudinal de la placa.
- **Peso propio.** Es el peso por metro cuadrado del forjado completo.
- **Volumen de hormigón.** Es el volumen del hormigón en relleno de senos, juntas entre placas y capa de compresión si la hubiere. Por defecto adopta el de la capa de compresión.

- **Hormigón de la placa.** Es un dato informativo para saber con qué materiales se calcularon los datos resistentes de la sección.
- **Hormigón de la capa y juntas.** Igual que lo anterior.
- **Acero de negativos.** Igual que lo anterior.

A continuación se definen los datos resistentes de la sección:

**1. Flexión positiva del forjado.** Son los datos de la placa con el hormigón de relleno de juntas y la capa de compresión si la hubiere.

- Momento último. Es el máximo momento resistido (último).
- Momento de fisuración. Para el cálculo de flecha por el método de **Branson**.
- Rigidez total, de la sección compuesta placa-hormigón, se utiliza para formar la matriz de rigidez de las barras en las que se discretiza el forjado.
- Rigidez fisurada, para el cálculo de flecha por el método de **Branson**.
- Momento de servicio. Momento resistido según clase en hormigón pretensado, que no es lo mismo que el ambiente. La equivalencia es:  
Ambiente I = Clase III  
(Estructuras en interiores de edificios o medios exteriores de baja humedad)  
Ambiente II = Clase II  
(Estructuras en exteriores normales no agresivos, o en contacto con aguas normales o terreno ordinario)

Ambiente III = Clase I

(Estructuras en atmósfera agresiva industrial o marina, o en contacto con terrenos agresivos o aguas salinas o ligeramente ácidas)

Se compara, según el ambiente definido para la placa, el momento de servicio debido al cálculo con el de la ficha y, si es menor, cumple. En caso contrario, se busca en la tabla alguna placa que cumpla, y si no es así, se emite un mensaje al final del cálculo.

- Cortante último. Cortante último resistido por la sección total. Se distingue según sea el momento de cálculo mayor o menor que el momento de descompresión ( $M_D$ ), dando lugar a dos columnas de datos. El momento de descompresión es el correspondiente a clase II, por lo que se compara el momento de servicio positivo con el de la tabla, eligiendo la columna correspondiente.

## 2. Flexión negativa del forjado

- Diámetro / Diámetro / Separación: se indican dos columnas de diámetros, que permite combinar dos diámetros diferentes a una separación dada. Con dicha cuantía repartida en la zona de momentos negativos se indica en cada fila las características mecánicas de la sección.
- Momento último de la sección tipo. Es el momento negativo resistido por la sección para una armadura dada.
- Momento de fisuración, para el cálculo de flecha por el método de **Branson**.
- Rigidez total, para el cálculo de flecha por el método de **Branson**.
- Rigidez fisurada, para el cálculo de flecha por el método de **Branson**.
- Cortante último. Cortante resistido por la sección para la armadura dada.

A partir de la armadura calculada, se conoce el valor del cortante resistido por la placa, que se compara con el cortante de cálculo.

Si no cumple, se emite un mensaje al final del cálculo, y se indica en pantalla y plano, INSUF., en la placa. Si no existen valores en la ficha, no se comprueba a cortante.

### Proceso de cálculo utilizado

Conocido el momento positivo de cálculo  $M_D$  máximo, se busca en la columna de flexión positiva del forjado, M. ULT., un valor superior al de cálculo. Paralelamente, y en función del ambiente definido para el paño, se busca en la

columna de M. SER. (1, 2 ó 3) y con el valor del momento de servicio (obtenido con las combinaciones de desplazamientos), y se comparan, hasta que se encuentre un valor que cumpla. Se elige el tipo de placa que cumpla ambas condiciones. Si no es posible se emite un mensaje advirtiendo que está fuera de tablas.

De la misma manera, y para la placa seleccionada por flexión y ambiente, se comprueba en la columna de cortante de flexión negativa y positiva del forjado si el cortante de cálculo es menor que el resistido por el forjado. Si no cumple se emite un aviso advirtiendo del hecho.

Las longitudes de las barras se determinan en función de la envolvente de momentos, y las longitudes mínimas definidas en las opciones.

Las envolventes se obtienen de acuerdo a los esfuerzos actuantes, redistribución considerada y momentos mínimos aplicados.

Cuando no se hayan definido datos para el cálculo de flecha, ambiente o cortante, no se realiza dicha comprobación.

En **Datos de paño**, se puede seleccionar el ambiente, así como los coeficientes de empotramiento en bordes, y los momentos mínimos para cada tipo de tramo, extremo, intermedio, aislado o vuelo.

### Proceso constructivo

Puede seleccionar el cálculo con sopandas o como autoportante.

#### A. Con sopandas

El cálculo que realiza el programa cuando consideramos continuidad, con un valor del coeficiente de empotramiento en bordes=1, es un cálculo estático sometido a la carga total = carga permanente + sobrecarga, lo cual equivale a construir el forjado sobre so-

pandas, y al retirarlas, queda el forjado sometido a dicha carga total.

En este cálculo, normalmente los momentos negativos son mayores que los momentos positivos.

## B. Como autoportante

Los forjados de placas prefabricadas aligeradas se construyen normalmente sin sopandas, por lo que el estado final de esfuerzos se compone de dos estados:

1. La placa sometida al peso propio del forjado  $p$ , obteniéndose una ley de esfuerzos isostática ( $M=pl^2/8$ ).
2. El forjado en continuidad sometido a la carga adicional posterior a la ejecución del forjado, formada por las cargas muertas y la sobrecarga de uso.

La superposición de ambos estados conduce a unos esfuerzos, que, en la mayoría de los casos, da mayores momentos positivos que negativos.

En la presente versión no se realiza el cálculo en dos fases, por lo que si el forjado se va a construir sin sopandas (caso B), puede obtener, de forma bastante aproximada, unos resultados acordes a lo esperado, modificando los coeficientes de empotramiento de los paños en continuidad.

De forma orientativa, el valor del coeficiente de empotramiento a asignar a los paños depende de la relación entre el peso propio del forjado y la carga total, supuesto un estado de cargas uniforme.

El valor del coeficiente de empotramiento sería:

$$\text{coef. empot.} = 1 - (\text{p.propio forjado} / \text{carga total})$$

Por ejemplo, si tiene un forjado que pesa  $400 \text{ kg/m}^2$ , pavimento de  $100 \text{ kg/m}^2$  y una sobrecarga de uso de  $500 \text{ kg/m}^2$ , obtendría:

$$\text{peso propio del forjado} = 400$$

$$\text{carga total} = 400 + 100 + 500 = 1000$$

$$\text{coef.empot.} = 1 - (400/1000) = 1 - 0.4 = 0.6$$

Asignaría como coeficiente de empotramiento 0.6 a los paños en continuidad. El programa lo asigna de forma automática a cada paño de placas aligeradas cuando tiene activado el cálculo como autoportante.

En cualquier caso, es conveniente que consulte al fabricante por el proceso constructivo y solicite su consejo para el cálculo, verificando que la placa en la primera fase, sometida al peso propio y la sobrecarga de construcción (normalmente  $100 \text{ kg/m}^2$ ), resiste en la fase de construcción.

En cuanto a la obtención de la flecha, se calcula con las características mecánicas indicadas en la ficha del forjado, y con las leyes de momentos del estado final promediado, del cual puede consultar los valores en función de los límites de flecha establecidos en las opciones para placas aligeradas.

## Forjados de losa maciza

Se define el canto del paño y la dirección del armado. Cada paño puede tener un canto diferente. Se puede aplicar un coeficiente de empotramiento para cualquier paño de losa maciza en su unión en los bordes a las vigas en las que se apoya, y que puede variar entre 0 (articulado) y 1 (empotrado), así como valores intermedios (semi-empotrado). Se pueden definir desniveles entre paños, con las mismas observaciones indicadas en forjados unidireccionales.

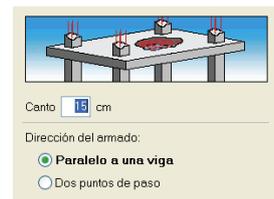


Fig. 1.21

Se puede definir una armadura base (Fig. 1.22) en cada dirección, superior e inferior, que será considerada en el cálculo y dimensionado de la armadura.



Fig. 1.22

**Muy importante:** Si considera armadura base, recuerde que existe una opción de cálculo que se llama **Detallar armadura base**. Si no la activa, no se visualiza la armadura base y sólo verá los refuerzos. Por tanto, ni se medirá en listados ni en cuadros de medición de planos. Además, debe prestar especial atención al lanzar los planos, de manera que quede constancia de su existencia y consideración en el cálculo y que, por tanto, debe colocarse. Revise los planos y ponga los detalles necesarios para indicar las longitudes de solape y las zonas donde pueden realizarse.

Si activa la opción, podrá ver la armadura base como un refuerzo más, editándolo y modificándolo. La armadura base inferior es siempre continua, solapándose en las zonas de máximo negativo. La armadura base superior no es continua, sólo se coloca donde es necesaria, como si de un negativo más se tratara. En losas de cimentación se invierten las posiciones. La armadura se medirá en listados y se dibujará en los planos como un refuerzo más.

También se puede indicar la dirección de la armadura que se coloca.

Las losas macizas pueden ser de cimentación. En este caso se indicará el canto, módulo de balasto y tensión admisible. La armadura base en losas de cimentación se determina en función de la cuantía geométrica mínima definida en las opciones de losas de forma automática.

## Forjados reticulares

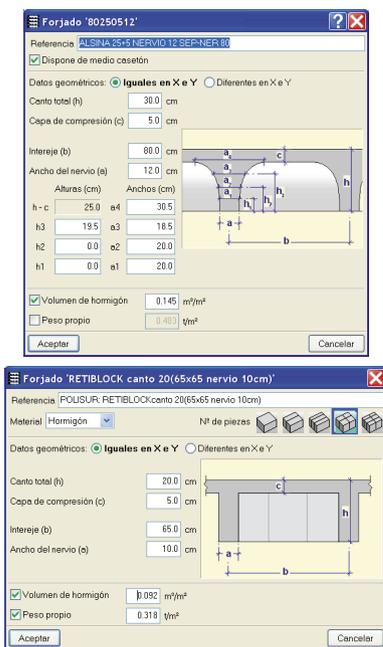
Los forjados reticulares están formados por paños en los que se diferencian dos zonas: aligerada y maciza.

La zona aligerada se debe definir en primer lugar, seleccionándola de una biblioteca tipificada y editable de forjados, o creando uno nuevo. Los datos que contiene son los siguientes (Fig. 1.23,24):

- Nombre descriptivo (Referencia)
- Canto total
- Espesor de la capa de compresión
- Tipo de aligeramiento: recuperable o perdido (y su material)
- Número de piezas que forman el bloque aligerante
- Geometría de la sección transversal: interjeje o distancia entre nervios, que puede ser igual o diferente en X e Y, y anchura del nervio, que puede ser variable.
- Peso propio del forjado (orientativo, según el aligeramiento)
- Volumen de hormigón m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> (orientativo)

**Recuerde** que, al introducir datos, se hace una estimación del peso total, ya que el programa muestra inicialmente el volumen y el peso orientativo del hormigón de relleno de nervios, capa de compresión y el tipo de material seleccionado por defecto (hormigón). Si no es su caso, ponga el que estime oportuno. En el caso de recuperable, sólo estima el hormigón de relleno.

Después de introducir estos datos, se indica, además, en el paño el punto de paso de la malla, que puede variar. La dirección de los nervios puede ser cualquiera. Se pueden definir desniveles entre paños, con las mismas observaciones indicadas para forjados unidireccionales.



Figs. 1.23-24

Se puede definir una armadura base en cualquier dirección, superior e inferior, que se considera en el dimensionado de la armadura. Esta armadura base se puede dibujar y medir de forma opcional, si se selecciona (x) **Detallar** en **Opciones**. El programa sólo mide si se activa la opción de detallar armadura base, en cuyo caso se dibuja y por tanto es medible al conocer sus longitudes de corte.

**Muy importante:** Si considera armadura base, recuerde que existe una opción de cálculo que se llama Detallar armadura base. Si no la activa, no se visualiza la armadura base y sólo verá los refuerzos. Por tanto, ni se medirá en listados ni en cuadros de medición de planos. Debe prestar especial atención al lanzar los planos, de manera que quede constancia de su existencia y consideración en el cálculo y que, por tanto, debe colocarse. Revise los planos y ponga los detalles necesarios para indicar las longitudes de solape y las zonas donde pueden realizarse.

Si activa la opción, podrá ver la armadura base como un refuerzo más, editándolo y modificándolo. La armadura base inferior es siempre continua; solapándose en las zonas de máximo negativo. La armadura base superior no es continua, sólo se coloca donde es necesaria, como si de un negativo más se tratara. En losas de cimentación se invierten las posiciones. La armadura se medirá en listados y se dibujará en los planos como un refuerzo más.

En cada paño el forjado puede ser diferente. En caso de que las vigas divisorias entre paños sean planas, tomará para éstas el canto del forjado mayor a ambos lados. En las vigas descolgadas el descuelgue se mide a partir del mayor canto. Se puede aplicar un coeficiente de empotramiento en los bordes del paño, que oscila entre 0 (articulado) y 1 (empotrado).

Las zonas macizas o ábacos se pueden generar de forma automática sobre pilares, o en cualquier zona del paño, adoptando como canto el mismo del paño aligerado en el que se encuentran. Se puede aplicar un descuelgue inferior para dotarla de mayor canto.

Cuando se generan ábacos de manera automática, las dimensiones en cada dirección se ajustan a 1/6 de la distancia del pilar considerado al pilar más próximo, según un ángulo de visión de 40°. En caso de no 'ver' ningún otro pilar (por ejemplo, en los pilares de borde) toma el mismo valor que el obtenido en el sentido opuesto de la misma dirección. Los límites del ábaco son como mínimo 2.5 veces el canto, y como máximo 5. Existe una opción para configurar de forma automática los ábacos, pudiendo variar los parámetros.

Si se generan de forma manual se pueden introducir zonas macizas, ajustándose siempre al número de piezas del aligeramiento. No lo utilice para simular vigas. En ese caso defina vigas. Además, hágalo siempre en los bordes libres. Los ábacos siempre tienen una armadura base entre nervios que se considera y descuenta en el cálculo del refuer-

zo de nervios. No se mide ni es posible indicarlo, por lo que debe extremar la revisión de planos, incluir la leyenda que indique su existencia y los detalles constructivos pertinentes para su colocación en obra.

En el cuadro que siempre se genera en el plano de planta (Replanteo), se indica la armadura base en nervios y ábacos, aunque las barras no se dibujen ni se detallen.

De forma opcional, se pueden dibujar los aligeramientos y las piezas de casetones.

### Armadura predeterminada

Se puede definir armados en cualquier posición y dirección que se descuentan del refuerzo necesario en su zona de actuación. Pueden definirse para paños de losas macizas y reticulares.

### Huecos

Los paños en los que no se introducen paños de forjado quedan vacíos y muestran un signo de interrogación; por tanto, el usuario debe borrar el paño lo que equivale a entrar hueco, que queda simbolizado por dos líneas discontinuas cruzadas

Además, se pueden introducir huecos rectangulares en paños de losa maciza o reticular existente.

Las vigas que se encuentran entre dos huecos o entre un hueco y el contorno exterior, en el caso de haber sido definido como planas y no tener forjado lateral, no tienen definido el canto, y por tanto se deben cambiar por un tipo de vigas de canto, indicando sus dimensiones.

Si el tipo de viga considerada tiene bovedilla rebajada en el lado donde se encuentra el hueco, no se tendrá en cuenta, y el programa advertirá que los datos son incorrectos.

Si en un piso de cualquier grupo queda una zona independiente formada por un cortono de vigas cerrado en un hueco interior, aunque no exista forjado se mantiene la hipótesis de rigidez o indeformabilidad relativa de la planta para todos los efectos.

Por tanto, en caso de existir cargas horizontales no se obtendrán unos resultados correctos. En esta situación es aconsejable el empleo de vigas inclinadas o exentas desconectadas definidas en el mismo grupo, elementos que, al poseer 6 grados de libertad, no consideran la hipótesis de indeformabilidad del plano de la planta.

Si se han definido muros de sótano con empujes de tierras, y tiene paños de viguetas paralelos al muro, deben tener la rigidez suficiente para comportarse como diafragma rígido, lo cual exigirá los macizados y detalles correspondientes que el programa no realiza automáticamente, debiendo hacerse los detalles adicionales oportunos.

Si se utiliza una versión anterior a la v.2012.a y existen paños huecos junto al muro y vigas exentas perpendiculares al muro, deberán sustituirse por vigas inclinadas para que se dimensionen a flexo-compresión, ya que las vigas normales y los forjados sólo se dimensionan a flexión simple. Si su versión es igual o superior a la v.2012.a, consulte el apartado **13. Diafragma rígido**.

También pueden crearse estructuras 3D integradas a estos efectos entre zonas independientes.

### Cimentación

En los pilares y pantallas 'con vinculación exterior', en su arranque, se pueden definir zapatas aisladas y encepados sobre pilotes, y entre estos elementos de cimentación: vigas centradoras y vigas o correas de atado, que podrán enlazar asimismo zapatas corridas bajo muro.

Las zapatas rectangulares se calculan como sólido rígido y admiten sobre ella varios pilares y/o pantallas. Los encepados también, de acuerdo a una tipología definida de casos resueltos.

Las vigas centradoras se definen para absorber los momentos transmitidos a la zapata o encepado sobre el que actúan. Pueden actuar varias vigas para absorber los momentos en una dirección dada, en cuyo caso se repartirá proporcionalmente a las rigideces respectivas.

### 1.9.10. Cargas. Vigas inclinadas. Diagonales de arriostramiento

Además de las cargas superficiales a nivel general es posible introducir cargas puntuales, cargas lineales y cargas superficiales. Todas ellas se introducen de forma gráfica por pantalla y se pueden visualizar, para hacer consultas o modificaciones en cualquier momento.

Cada tipo de carga tiene un esquema gráfico de fácil identificación, así como un color diferente, si pertenecen a hipótesis diferentes.

Para el caso de las **Vigas inclinadas** hay que indicar sus dimensiones, así como las cargas que pueden actuar sobre ellas (puntuales, lineales, en faja, triangulares, ...) y de dónde a dónde van (grupo inicial y final). Siempre tienen 6 grados de libertad. Pueden ser de hormigón rectangular o metálicas. Sus extremos pueden estar biempotrados o biarticulados. Las diagonales de arriostramiento son vigas inclinadas formando una cruz entre dos soportes y entre dos plantas; son siempre perfiles metálicos.

### 1.9.11. Escaleras

Consulte el apartado **10.Escaleras** de esta memoria de cálculo.

## 1.10. Cálculo de la estructura

Una vez que se han introducido todos los datos es posible calcular la estructura. Durante el proceso aparecerán mensajes informativos acerca de la fase de cálculo en la que se encuentra el programa. También se emiten mensajes de error si hay datos incompatibles con el cálculo.

La primera fase del programa será la generación de las estructuras geométricas de todos los elementos, formando

la matriz de rigidez de la estructura. Si el programa detecta datos incorrectos, emitirá mensajes de error y detendrá el proceso. Esta fase se puede ejecutar de forma independiente para un grupo o para toda la obra.

La segunda fase consiste en la inversión de la matriz de rigidez por métodos frontales. En caso de que sea singular, se emitirá un mensaje que advierte de un mecanismo, si detecta dicha situación en algún elemento o en parte de la estructura. En este caso el proceso se detiene.

En una tercera fase se obtienen los desplazamientos de todas las hipótesis definidas. Se emitirá un mensaje que indica desplazamientos excesivos en aquellos puntos de la estructura que superen un valor, ya sea por un incorrecto diseño estructural o por las rigideces a torsión definidas en algún elemento.

Si existen problemas de estabilidad global, se debe revisar la estructura, cuando se hayan considerado efectos de segundo orden.

La cuarta fase consiste en la obtención de las combinaciones y de las envolventes de todas las combinaciones definidas, para todos y cada uno de los elementos: vigas, forjados, pilares, etc., y para cada estado límite.

En la quinta y última fase se procede al dimensionamiento y armado de todos los elementos definidos, de acuerdo a las combinaciones y envolventes, geometría, materiales y tablas de armado existentes. En caso de superarse los límites normativos en algún elemento, se emite un mensaje. El programa continúa hasta el final, emitiendo un informe. Es conveniente revisar los mensajes de error en todos los elementos.

Si se han creado una o varias Estructuras 3D integradas, recuerde que pueden procesarse de forma individual e independiente de los grupos de plantas, y que es conveniente que se haga y y que se dimensionen los perfiles in-

troducidos. De esta manera, cuando se procese de forma conjunta toda la estructura, incluidas las Estructuras 3D integradas que haya definido, se encontrará más cerca de la solución final de todos los perfiles.

Es posible que en muchos casos, sobre todo con pilares y vigas metálicas y con Estructuras 3D integradas con perfiles metálicos, tenga que cambiar los perfiles previos al cálculo, y que, variando significativamente sus inercias, obligue a repetir el cálculo.

Esto es muy normal en estructuras metálicas y no debe preocupar al usuario, siendo habitual algunas repeticiones hasta encajar todos los perfiles en un último proceso de cálculo que se toma como definitivo. Esto suele ocurrir excepto en hormigón armado, debido a que se trabaja con secciones brutas, y si no varían las secciones, o lo hacen poco, suele aceptarse como queda.

Respecto al cálculo incluyendo Escaleras, debe tenerse en cuenta que las escaleras se calculan de forma independiente, obteniéndose reacciones en arranque, entrega y apoyo intermedios, convirtiéndolos en cargas lineales uniformes aplicadas sobre la estructura en las hipótesis correspondientes de carga permanente y sobrecarga. Con estas cargas previas se calcula la estructura completa de CYPECAD. No se ha hecho un cálculo integrado dado que su contribución e influencia en la estructura frente a acciones horizontales es tan grande que podrían obtenerse resultados nada esperables en la práctica habitual de cálculo de estructuras, en donde es tradición aplicar solamente sus reacciones y no integrarlas.

Al finalizar el cálculo, se pueden consultar todos los errores y problemas surgidos durante el cálculo en los diferentes elementos. Se puede consultar por pantalla o también imprimir en un fichero o por impresora, dependiendo del tipo de error. Otros errores se deben consultar por cada elemento, pilar, viga, losa, etc., y, como siempre, se deben revisar los resultados.

## 1.11. Obtención de resultados

Terminado el cálculo, puede consultar los resultados por pantalla, obtener listados en ficheros de texto o por impresora y copiar la obra en cualquier unidad.

Los elementos de cimentación definidos 'con vinculación exterior': zapatas, encepados, vigas centradoras y de atado se pueden calcular simultáneamente o con posterioridad. Todos estos elementos de cimentación se pueden editar, modificar, volver a dimensionar o comprobar de forma aislada del resto de la estructura.

### 1.11.1. Consulta por pantalla

Se pueden consultar en todo momento los siguientes datos.

#### 1.11.1.1. Datos generales de la obra

Resulta conveniente revisar los datos introducidos: datos de pilares, de grupos (sobrecarga de uso, cargas muertas), altura de plantas, acciones de viento y sismo, materiales empleados, opciones, tablas de armado, etc. Las opciones contenidas en este apartado se graban con la obra, así como las tablas de armado convertidas en "Especiales", lo cual es conveniente para grabar en soporte magnético y posterior recálculo pasado un tiempo. Si no lo hace así y ha cambiado opciones o tablas, podrá obtener resultados diferentes.

Si se modifican estos datos, se debe recalcular la obra. Si se dan por válidos, se puede continuar con la consulta de los resultados. Es posible cambiar opciones y tablas, y rearmar para obtener un nuevo resultado.

### 1.11.1.2. Resultados de vigas normales y de cimentación

Se pueden consultar todos los datos de las vigas:

- Flecha activa y otras flechas, relación flecha/luz, consideración de momentos mínimos.
- Envoltentes en vigas con o sin sismo, con los momentos flectores, esfuerzos cortantes y momentos torsores. Todo ello se puede medir de forma gráfica y numérica.
- Armado de vigas, considerando el número de redondos, el diámetro, las longitudes y el estriado con sus longitudes. Estos resultados se pueden modificar. Se pueden consultar las áreas de refuerzo superior e inferior, necesarias y de cálculo, tanto longitudinal como transversal.
- Errores en vigas: flecha excesiva, separación entre barras, longitudes de anclaje, armadura comprimida, y compresión oblicua por cortante y/o torsión y todos aquellos datos de dimensionado o armado inadecuado. Se pueden asignar códigos de colores para valorar su importancia.
- Coeficiente de empotramiento en bordes de vigas.
- Perfiles calculados en vigas metálicas y perfil que cumple de la serie de perfiles. En vigas metálicas mixtas también se obtiene el dimensionado de los pernos de conexión.

Es posible modificar la sección de las vigas. Si se han variado las dimensiones de las vigas se puede ejecutar la opción **Rearmar** para obtener un nuevo armado con los mismos esfuerzos del cálculo inicial. En este caso se deben comprobar de nuevo los errores.

Se pueden rearmar sólo los pórticos que han cambiado de dimensiones, conservando aquéllos donde se ha retocado sólo la armadura, o rearmar todos, en cuyo caso se

procede a calcular la armadura en todas las vigas que han cambiado.

Es posible bloquear el armado y comprobar tras un cálculo posterior.

Si las variables de dimensión han sido grandes es **muy conveniente** volver a calcular la obra.

Puede retocar las armaduras de las vigas, si lo considera oportuno, bajo su responsabilidad. El programa muestra un código de colores para verificar su cumplimiento. Si ha variado dimensiones en **Errores**, estudie la conveniencia de rearmar, para obtener nueva armadura.

### 1.11.1.3. Cargas

Se pueden visualizar de forma gráfica los valores de todas las cargas introducidas: puntuales, lineales y superficiales. Cada conjunto de cargas asociadas a hipótesis diferentes tiene un código de color distinto. De esta forma se puede comprobar si los datos son correctos. Si se realiza alguna modificación en las cargas se debe volver a calcular.

### 1.11.1.4. Resultados de forjados unidireccionales

Por lo que se refiere a los forjados unidireccionales se pueden consultar los siguientes datos:

- Envoltentes de momentos y cortantes en alineaciones de viguetas (valores mayorados y por vigueta).
- Armadura de negativos en viguetas. Se considera su número, diámetro y longitudes.
- Momentos flectores y cortantes en extremos mayorados por metro de ancho en viguetas o tipo de vigueta.

Se pueden uniformizar los momentos y cortantes de viguetas y los negativos en función de valores medios, porcentajes de diferencias, o máximos. Todos los valores anteriores se pueden modificar para la obtención de planos, a juicio del proyectista (excepto los cortantes). Consulte el apartado **6. Forjados unidireccionales de viguetas** de esta memoria, para obtener más información sobre datos y resultados.

#### 1.11.1.5. Resultados de losas mixtas

Consulte el apartado **9. Losas mixtas** de esta memoria.

#### 1.11.1.6. Resultados de las placas aligeradas

Se puede consultar:

- Envolventes de momentos y cortantes de la banda del paño seleccionada y promediada por metro de ancho.
- Tipo de placa seleccionado por cálculo.
- Armadura superior de negativos en apoyos, indicando según vistas, número, diámetro, separación y longitudes de barras.
- Información de flechas.
- Errores del cálculo, ya sea por momento, cortante, flecha o ambiente.

Es posible modificar el tipo de placa, así como la armadura de negativos.

#### 1.11.1.7. Resultados de forjados de losa maciza, reticulares y losas de cimentación

Datos de los paños de los forjados introducidos.

- Armadura base definida y, en su caso, modificada por cálculo.

- Malla de los elementos discretizados (ver Modelo 3D)
- Diagrama de envolventes de áreas de refuerzo necesarias por metro de ancho, en las direcciones de armado definidas, superior e inferior.
- Desplazamientos en mm. Por hipótesis de cualquier nudo.
- Esfuerzos por hipótesis de cualquier nudo, y cuantía de armadura necesaria por cálculo en cada dirección de armado. El método de cálculo para la obtención de los esfuerzos de cálculo es el método de Wood, internacionalmente conocido, necesario para la correcta consideración de los momentos de ambos signos y los torsos.
- Desplazamiento máximo por paños y por hipótesis. No se debe confundir con flechas. En el caso de losas de cimentación indica los asientos. Si salen positivos existe despegue, y no sería correcto el cálculo, con la teoría aplicada.
- Consulta de los armados obtenidos en cualquier dirección longitudinal, transversal, superior e inferior y de la armadura base definida, si la hay.
- Comprobación y armado, en su caso, a punzonamiento y cortante de las zonas macizas y nervios de la zona aligerada.
- Igualación de armaduras en cualquier dirección a valores máximos en cuantías y longitud.
- Modificación de la armadura longitudinal en cualquier dirección, si procede, en número, diámetros, separación, longitudes y patillas.
- Tensiones excesivas en losas de cimentación.
- Isovalores e isolíneas de esfuerzos, desplazamientos y cuantías.

Si se han introducido líneas de flexión antes del cálculo, se deben cumplir unas longitudes mínimas de refuerzo y puntos de solape de armadura positiva, si procede, según lo indicado en la opción de longitudes mínimas de losas y

reticulares. Es **recomendable** hacer esta introducción antes del cálculo, pues si se hace con posterioridad, los solapes serán constructivos (30 cm) y no se recalcularán.

Todas estas modificaciones se efectúan por pantalla y según el criterio del usuario.

Es posible rearmar losas y reticulares después del primer cálculo. Basta ejecutar la opción Rearmar (introduciendo alguna línea de igualación) para obtener una nueva armadura con los esfuerzos del cálculo inicial.

### 1.11.1.8. Resultados de pilares

Es posible consultar los armados de los pilares y variar sus dimensiones, de modo que se obtenga una nueva armadura. También se puede modificar su armado. Puede también consultar por pantalla los 'Esfuerzos en Pilares por Hipótesis' (axil, momentos, cortantes y torsor) en cualquier punto de cualquier planta en toda la altura del pilar, así como visualizar los diagramas de esfuerzos.

Asimismo, se pueden consultar los esfuerzos mayorados pésimos de cualquier tramo que determinan la armadura colocada (recuerde que para una armadura comprobada pueden existir varias combinaciones pésimas, es decir, que verifican ese armado, pero no cumplen para el armado inmediato anterior comprobado), así como los diagramas de deformaciones y tensiones del hormigón y del acero en una recta perpendicular a la línea neutra. También se pueden consultar los momentos resultantes por amplificación debida a la excentricidad accidental y la de segundo orden (pandeo), que aparecen en el pie del cuadro de los esfuerzos pésimos en color rojo.

Si el pilar no cumple, no se dará un texto: 'Armado Manual', indicará que hay sección insuficiente, con el informativo codificado (p.e. **Ee = esbeltez excesiva**). Este mensaje

se puede dar en otros casos como **Ce = Cuantía excesiva**, por rebasar los límites máximos de la norma, aunque en este caso se deja un armado.

Pueden aparecer más mensajes que deben consultarse.

Si se modifica el armado o las dimensiones y no cumple, aparecerá a la izquierda una señal indicativa de haber rebasado los límites de prohibición o de cuantías máximas.

Si las modificaciones son importantes es **muy conveniente** volver a calcular la obra, ya que las rigideces habrán variado.

Una vez que se han consultado los datos se pasa a la siguiente fase para obtener los resultados gráficos.

Si queda algún pilar con sección insuficiente no se dibujará ni se medirá.

Con la opción **Cuadro de pilares**, se pueden agrupar pilares entre sí. Quedarán en color **rojo** los que no cumplen.

Es posible bloquear un armado determinado y conservarlo; y, en un posterior cálculo, comprobar su cumplimiento.

### 1.11.1.9. Resultados de pantallas H.A. (Paredes), muros de sótano y muros de fábrica

Se pueden consultar los diagramas de tensiones normales y tangenciales en toda la altura de la pantalla o muro para cada combinación calculada, así como los diagramas de desplazamientos para las hipótesis definidas.

Los isodiagramas están en colores y escalados según valores proporcionales, indicándose los mínimos y máximos.

La armadura se puede consultar y modificar a juicio del proyectista, así como los espesores, poniéndose en rojo cuando no cumple. Es posible redimensionar.

Existe un informativo codificado con mensajes para explicar el estado del cálculo.

También puede consultar el factor de cumplimiento en % de la armadura colocada, y las zonas a reforzar si existen.

Puede listar los esfuerzos p<sub>s</sub> en el tramo y los esfuerzos por hipótesis de la resultante.

#### **1.11.1.10. Resultados del cálculo de los efectos de 2º orden**

Si se han considerado los efectos de 2º orden, ya sea por la actuación del viento o del sismo, se pueden consultar los resultados del cálculo y ver en pantalla los valores de los factores de amplificación de esfuerzos aplicados y el coeficiente de mayoración resultante por la acción horizontal en cada combinación en la que interviene. Todo ello se explica en la entrada de datos y se puede imprimir un informe de los resultados.

#### **1.11.1.11. Resultados de viento**

Se pueden consultar los valores de la carga de viento X y de viento Y en cada planta e imprimir los resultados.

#### **1.11.1.12. Resultados de sismo**

Se pueden consultar los valores del periodo de vibración para cada modo considerado, el coeficiente de participación de las masas movilizadas en cada dirección, y el coeficiente sísmico correspondiente al espectro de desplazamientos resultante.

#### **1.11.1.13. Isovalores e isolíneas en losas, reticulares y losas de cimentación**

En este apartado, para losas macizas y reticulares se pueden visualizar los desplazamientos, esfuerzos y cuantías en cm<sup>2</sup>/m en todos los paños de cualquier grupo.

#### **1.11.1.14. Deformada**

Es posible visualizar en 3D el modelo generado para cada hipótesis y combinación, así como su animación.

### **1.11.2. Listados por impresora**

Los datos introducidos y los resultados de cálculo se pueden listar por impresora o en un fichero de texto. Se pueden imprimir los siguientes datos:

- Listados generales. Incluyen el nombre de la obra, grupos, plantas, alturas, coordenadas y dimensiones de pilares y su vinculación, pantallas, datos de acciones gravitatorias, viento, sismo, materiales utilizados, niveles de control, forjados introducidos, geometría y peso propio.
- Listado de combinaciones usadas en el cálculo.
- Listado de armados en vigas. Contienen las envolventes de capacidades mecánicas necesarias, momentos cortantes, torsores, armadura dispuesta, flecha activa.
- Listado de envolventes, con el dibujo de las envolventes de momentos, cortantes y torsores.
- Listado de medición de vigas.
- Listado de etiquetas: despiece de armado de vigas.
- Listado de intercambio. Se trata de un fichero de texto que incluye la información del armado de vigas.
- Listado de medición de superficies y volúmenes de paños de forjado y de vigas.
- Listado de medición de viguetas por tipos y longitudes.
- Listado de medición de bovedillas.
- Listado de medición de armadura de refuerzo de negativos de viguetas.
- Listado de cuantías por metro cuadrado de la obra.
- Listado de armados de losas y reticulares.
- Listado de esfuerzos en vigas inclinadas, con las envolventes de momentos, axiles, cortantes y la armadura colocada.

- Listado de pilares y pantallas, que incluye el listado de armados, esfuerzos en arranques, esfuerzos por hipótesis y esfuerzos pésimos en pilares y pantallas.
- Listado de desplazamientos por hipótesis en cada pilar y en cada planta.
- Listado de efectos de segundo orden.
- Listado de cargas de viento.
- Listado de coeficientes de participación de sismo, que incluye periodo de los modos, coeficiente de participación de masas movilizadas, y coeficiente sísmico resultante en cada dirección (análisis dinámico).
- Listado de desplazamientos máximos de pilares, en cada planta para todos los pilares, en la combinación más desfavorable para cada dirección (no son concomitantes).
- Listado de distorsiones máximas en pilares.
- Listados de cimentaciones. Se pueden obtener listados de los datos de materiales, acciones y geometría de zapatas, encepados y vigas centradoras y de atado, así como su medición.

Asimismo se obtienen los listados de comprobaciones de cálculo de dichos elementos de cimentación.

- Listados de ménsulas cortas.
- Listado de Estructuras 3D integradas.
- Comprobaciones E.L.U. de pilares y vigas.

Los listados complementan la información gráfica que se puede obtener por pantalla, así como los planos que definirán la geometría y armados del proyecto.

### 1.11.3. Dibujo de planos

Los planos de proyecto se pueden configurar en diferentes formatos, ya sean estándar o definidos por el usuario, así como los tamaños de papel. Además se pueden dibujar por diferentes periféricos: impresora, plotter, o ficheros DXF o DWG y PDF. Será necesario configurarlos en Win-

dows para su correcto funcionamiento, y tener instalados los drivers correspondientes.

En el plano se puede incluir cualquier tipo de detalle constructivo o dibujo en formato DXF o DWG, además de utilizar los recursos de edición que permite el programa: textos, líneas, arcos, DXF. Se puede aplicar cualquier escala, grosor de los trazos, tamaño de letra, cajetín, etc., de manera que se puede personalizar completamente el dibujo del plano, incluso la plantilla DXF o DWG activa.

Todos los elementos están definidos en capas y se pueden seleccionar para cada dibujo los elementos que se deseen. Básicamente, se pueden dibujar los siguientes planos:

- 1. Planta de replanteo.** Dibujo y acotación de todos los elementos por plantas y referido a ejes de replanteo. Incluye como opción las áreas y volúmenes de forjados, así como cuantías de acero, en el cuadro de información.
- 2. Plantas de estructura.** Geometría de todos los elementos en planta, vigas, pilares, pantallas, muros, paños de forjados unidireccionales (indicando momentos positivos y cortantes extremos en viguetas, longitudes y refuerzos de negativos), armaduras en losas macizas y, en reticulares, detallando en un cuadro la armadura base en losas, así como en ábacos y nervios de reticular, refuerzo a punzonamiento, zonas macizas y aligeradas. Se puede detallar un cuadro resumen con la medición y sus totales. También se puede obtener planos de los elementos de cimentación.
- 3. Despiece de vigas.** Dibujo de las alineaciones de vigas, que incluye el nombre, las escalas, dimensiones, cotas, número, diámetro y longitudes de las armaduras, así como posición, estribos, tipo, diámetro y separación. Se puede pormenorizar el despiece de las armaduras en un cuadro resumen y el total de la medición.
- 4. Cuadro de pilares y placas de anclaje.** Esquema de las secciones de pilares, en el que se indica su número

ro, posición, estribado, tipo, diámetro, longitudes, perfiles metálicos y se agrupa por tipos iguales. Se incluye un cuadro de las placas de anclaje en arranque de pilares metálicos, con sus dimensiones, pernos y geometría. Se pueden dibujar o seleccionar por plantas, además de incluir un resumen de la medición.

5. **Despiece de pilares y pantallas.** Dibujo pormenorizado del despiece del pilar y las pantallas, incluyendo el alzado de las longitudes y un cuadro con las longitudes de todas las barras.
6. **Acciones en cimentación.** Dibujo de los arranques de cimentación con las cargas en el arranque (por hipótesis), expresadas en ejes generales. Se incluyen pilares y pantallas.
7. **Muros de sótano.** Alzado de cada tramo de muro, con tabla de armaduras en cada tramo por planta, incluyendo medición aproximada.
8. **Plano de cargas.** Se dibujan las cargas especiales aplicadas por hipótesis para cada grupo.
9. **Plano de ménsulas cortas.** Se dibujan la geometría y armadura.
10. **Isolíneas.** Se dibujan las isolíneas e isovalores en losas y reticulares.
11. **Estructura 3D.** Se dibuja si posee CYPE 3D y se han creado Estructuras 3D integradas.

## 1.12. Comprobación y dimensionamiento de elementos

Para el dimensionamiento de las secciones de hormigón armado en estados límites últimos se emplean el **método de la parábola-rectángulo (con axil y momentos) y el diagrama rectangular (flexión simple)**, con los diagramas tensión-deformación del hormigón y para cada tipo de acero, de acuerdo con la normativa vigente (ver el apartado **Implementación de normativa**).

Se utilizan los límites exigidos por las cuantías mínimas y máximas indicadas por las normas, tanto geométricas como mecánicas, así como las disposiciones indicadas referentes a número mínimo de redondos, diámetros mínimos y separaciones mínimas y máximas. Dichos límites se pueden consultar y modificar por pantalla en **Opciones**. Otros se encuentran grabados en ficheros internos.

### 1.12.1. Vigas de planos horizontales e inclinados

Desde la versión 2013.e CYPECAD incorpora un nuevo editor de vigas (solapa Resultados > menú Vigas/Muros > opción Editar vigas). Se trata del mismo editor de vigas que utiliza **Vigas continuas**, cuyas prestaciones puede consultar en el menú de manuales de los programas de CYPE.

#### Consideraciones de uso de CYPECAD con versiones 2013.e y posteriores

Desde la 2013.e, se ha incorporado una gran novedad consistente en la sustitución total de la edición, modificación y comprobación de vigas, con el objetivo de poder dar justificación detallada de las verificaciones realizadas de acuerdo a normativa, abriendo la posibilidad de incorporar nuevas prestaciones que hasta la fecha se encontraban bloqueadas, por lo que se ha rediseñado este módulo para poder incluir las nuevas prestaciones, que poco a poco se irán incorporando.

Se presentó un avance de sus prestaciones actuales con el programa aislado de Elementos estructurales, **Vigas continuas**, que realiza lo mismo que la edición de vigas dentro de CYPECAD, salvo en la entrada de datos que en el programa aislado es lógicamente diferente.

Si ya ha utilizado **Vigas continuas** y leído su manual, le resultará familiar el nuevo modo de edición de vigas dentro de CYPECAD. A continuación se exponen las principales diferencias, recomendaciones y advertencias que conviene conocer y tener en cuenta si ya era usuario de los programas de CYPE y, en particular, de CYPECAD.

**Advertencias:**

- Desde la 2013.e, hay un cambio de formato en los datos que modifican los resultados, perdiéndose los resultados anteriores, no siendo los mismos para las vigas aunque se recalculen la obra de nuevo. Si desea ver los resultados anteriores no olvide tener su **copia de seguridad** (comprimir la obra incluyendo asociados, que son los ficheros de cálculo), para consultarla con una versión 2013.d o anteriores.
- No se pueden modificar las dimensiones de las vigas desde la opción **Errores**, ni se proponen óptimos, ya que las propuestas anteriores aplicaban unas reglas simples geométricas que, si bien podían acertar en muchas ocasiones, en otras, podían no cumplir, por lo que ahora se debe editar la viga y hacer las modificaciones de tipo y geometría, para a continuación **Rearmar pórticos con cambios**. En el editor es posible comprobar siempre, así como, ver un resumen de las comprobaciones realizadas cuando la viga no cumple en **Errores**.
- Los tiempos de cálculo han aumentado al realizar comprobaciones que en algunos casos son iterativas hasta su cumplimiento (hay que pensar que al dimensionar se parte de unos brazos mecánicos estimados y al colocar la armadura hay que comprobarlo hasta que cumple, y lo mismo con la flecha). Con la 2013.f se han reducido los tiempos con respecto a la 2013.e. Cada revisión incluirá mejoras operativas o de velocidad de cálculo por lo que es conveniente tener instalada la última revisión.
- Las tablas de armados de vigas existentes desaparecen y se pierden, hay una nueva forma de configurar las tablas de armado, similar a lo que anteriormente se hizo con las tablas de pilares. Es posible crear nuestras nuevas tablas y guardar diferentes configuraciones para usar en obras posteriores.

**Recomendaciones:**

- Tenga siempre una **copia de seguridad** de sus obras anteriores y de sus obras en curso antes de instalar una nueva versión (opción **Comprimir**, incluso asociados, que son los ficheros de resultados). Si no lo hubiera hecho, cuando trate de abrir una obra le preguntará si quiere sacar una copia de seguridad, diga siempre que **Sí**, no pierde nada haciéndolo, con los discos actuales no debería tener problemas de espacio y siempre es seguro hacerlo.

Es recomendable realizar una instalación separada cuando desee probar una nueva versión; recuerde que CYPECAD siempre abre la última obra procesada, por lo que siempre es conveniente sacar la copia de seguridad, que se graba en una carpeta que cuelga de la actual cuyo nombre es precisamente **Copia de seguridad**.

Recuerde renombrar el acceso directo previamente a la instalación nueva, con alguna anotación en el nombre que distinga una instalación de otra, como por ejemplo la letra, o lo que tenga por costumbre, ya que si no lo hace, se accederá a la última instalación.

**Diferencias:**

- **En la Flecha**. Se ha modificado el cálculo, adoptando dos criterios que dan lugar a diferencias:
  - **Ley de momentos** sin redistribuir, frente a versiones anteriores en donde los momentos adoptados eran los redistribuidos, influyendo en la obtención de las inercias equivalentes. Esto supone una diferencia porque lo normal será que en vanos intermedios se obtengan flechas menores solo por este motivo.
  - **Inercia equivalente** promediada de acuerdo a lo indicado en la norma, tomando los valores en extremos y centro de vano, aplicándolo en función del tipo de vano. Se modifica ligeramente el resultado respecto de versiones anteriores, ya que antes se calculaba la inercia equivalente con la armadura dispuesta en muchas secciones a lo largo de la viga, que era un cálculo más preciso pero de difícil justificación escrita por abrumadora, adoptando por tanto el criterio simplificado de la norma, en el que basta determinarla en las secciones extremas y en centro de vano. Y es posible ver los valores adoptados.

- **Cargas muertas** definidas como una hipótesis más de la carga permanente de forma separada, diferenciando el % que forma parte de los pavimentos y de la tabiquería, e indicando el tiempo transcurrido desde que se construyó el forjado hasta la fecha de construcción del pavimento y del tabique. Además se pregunta por el elemento dañable y su fecha de construcción, para poder determinar con claridad la flecha activa a partir de ese momento. También se pregunta por el tiempo transcurrido hasta la puesta en servicio, que sería en el instante en el que la sobrecarga de uso comienza a actuar. Anteriormente, estaba disponible la opción de **Flecha activa y total a plazo infinito. Proceso constructivo**, que ha cambiado por los datos que se han indicado anteriormente, que resultan más claros, por los que determina el programa para obtener las flechas diferidas a partir de las instantáneas, influyendo en los resultados, puesto que pueden variar respecto de los coeficientes que antes se pedían.
- **Posición de las barras en capas**, haciendo todas las verificaciones con su posición final. Esto puede dar también diferencias debido a que anteriormente faltaba realizar esta última comprobación. Además, es posible forzar la posición de las barras en otra capa, algo que antes no lo era. Armados que antes cumplían, puede que ahora no cumplan si ha aumentado su recubrimiento mecánico respecto al estimado previamente en el dimensionamiento. Además, es posible marcar nuevas secciones transversales en cualquier punto y ver la posición de todas las barras con claridad.
- **Longitudes de anclaje.** Antes cuando se modificaban diámetros y/o longitudes de las barras, no se comprobaba la longitud de anclaje de esa barra, ahora se comprueba con la longitud neta de anclaje siempre para cada posición.
- **Comprobar un tramo y en un punto**, obteniendo el listado completo detallado justificativo de todas las comprobaciones normativas, tanto de resistencia, como de flecha y fisuración. Respecto de esta última, la fisuración, hay que indicar que en los datos generales de la obra se solicita la definición de su clase de exposición de acuerdo a lo definido en la norma, mientras que antes era una comprobación opcional debiendo indicar el ancho de fisura máximo. Ahora aparece el apartado **Ambiente**, donde basta indicar la clase de exposición general y la específica para tener en cuenta el ancho de fisura permitido por la norma siempre.

- **Los listados detallados de comprobación** permiten asegurarse del cumplimiento de las modificaciones sobre el dimensionamiento propuesto, algo que antes solo era posible comprobar en cuantías, pero ahora se puede consultar y sirve para justificar frente a terceros la armadura indicada en los despieces.
- El **listado de armado de vigas es nuevo**, incluye el dibujo de las leyes y el despiece del armado, siendo mucho más claro visualmente.
- En **los planos**, lo que se ve en la edición es lo que se dibuja en el despiece, con una mejora importante en la tabla de despiece, puesto que se ve la forma de las barras acotada con sus dobleces. Además se dibujan las curvas de doblado de acuerdo a los diámetros de mandril indicados en la norma.

### 1.12.1.1. Armadura longitudinal por flexión

La armadura se determina efectuando un cálculo a flexión simple en, al menos, 14 puntos de cada tramo de viga, delimitado por los elementos que contacta, ya sean viguetas, losas macizas o reticulares. En cada punto, y a partir de las envolventes de momentos flectores, se determina la armadura necesaria tanto superior como inferior (de tracción y compresión según el signo de los momentos) y se comprueba con los valores mínimos geométricos y mecánicos de la norma, tomando el valor mayor. Se determina para las envolventes, sísmicas y no sísmicas y se coloca la mayor cuantía obtenida de ambas.

## Armadura inferior

Conocida el área necesaria por cálculo en todos los puntos calculados, se busca en la tabla de armado de positivos la secuencia de armadura inmediata superior a la necesaria. Se pueden disponer armaduras hasta con tres longitudes de corte. Las tablas de armado están definidas para el ancho y el canto especificado en las mismas.

Las tablas de armado se desglosan en 3 sumandos. Cada uno de ellos puede ser de diferente diámetro. El 1<sup>er</sup> sumando es armadura pasante entre apoyos, anclada de forma constructiva. Es decir, el eje de apoyo pasa hasta la cara opuesta menos 3 centímetros, excepto si, por necesidades de cálculo (porque los positivos estén próximos o lleguen al apoyo o por necesitar armadura de compresión en apoyos), fuera preciso anclar la longitud reducida de anclaje a partir del eje. Las tablas de armado por defecto proporcionan un armado pasante (1<sup>er</sup> sumando) cuya cuantía siempre es superior a un tercio o a un cuarto de la armadura total en las tablas de armado por defecto del programa. Si se modifican las tablas, hay que procurar conservar dicha proporción, quedando a juicio del usuario tales modificaciones.

El 2<sup>o</sup> y 3<sup>er</sup> sumando pueden ser de menor longitud, siempre simétrico, cumpliendo unas longitudes mínimas en porcentajes (d y e en el dibujo) de la luz del vano especificado en **Opciones**.

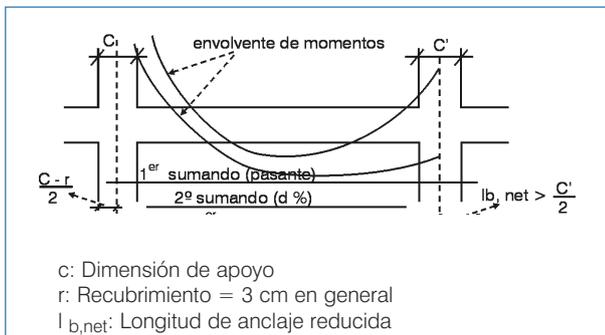


Fig. 1.25

**NOTA:** El 1<sup>er</sup> sumando siempre pasa 10 diámetros medidos a partir de la cara de apoyo

Cuando no se encuentre en las tablas de armado una combinación de armados que cubra lo necesario para las dimensiones de la viga, se colocarán diámetros  $\phi$  25. El programa emitirá el mensaje: 'ARMADURA INFERIOR fuera de tabla'.

## Armadura superior

Se distinguen dos clases de armadura superior:

**Refuerzo superior (en vigas normales, inferior en vigas de cimentación).** Conocida el área necesaria por cálculo en todos los puntos calculados, se busca en la tabla de armado de negativos la secuencia de armadura inmediata superior a la necesaria. Se pueden disponer armaduras hasta con tres grupos de longitudes de corte distintas, que en opciones de **Armado de vigas** se puede definir un mínimo en % de la luz, para cada grupo. Las tablas de armado están definidas para el ancho y el canto especificado en las mismas. Las tablas de armado se desglosan en 3 sumandos. Cada uno de ellos puede ser de diferente diámetro.

**Montaje: Continua o porta-estribos.** La armadura de montaje continua se utiliza cuando se construye en taller la ferralla de las vigas de apoyo a apoyo, conjuntamente con la armadura positiva y los estribos, a falta de colocar en obra el refuerzo superior (o inferior en vigas de cimentación) en apoyos. De forma opcional, se puede considerar o no, colaborante a efectos de armadura superior. Cuando sea necesaria armadura de compresión superior, se convierte siempre en colaborante. El anclaje de esta armadura de montaje es opcional, en patilla o prolongación recta, a partir de su terminación o del eje, y se muestra claramente en el diálogo de opciones.

- En secciones en T, se coloca una armadura adicional para sujetar los extremos de los estribos de la cabeza de la T.
- La armadura de montaje porta-estribos se utiliza para el montaje 'in situ' de la ferralla, colocándose entre los extremos de los refuerzos superiores, utilizando barras de pequeño diámetro y un solape constructivo con los refuerzos. Es necesario para tener una armadura que al menos sujete los estribos. Puede también ser utilizable en zonas sísmicas en las que se desea alejar los solapes de los nudos. Es muy conveniente consultarla y elegir la que habitualmente se utilice.

Cuando no se encuentre en las tablas de armado alguno que cumpla, se colocará el número necesario de barras de diámetro 25. El programa emitirá el mensaje: 'fuera de TABLA', ya sea montaje o refuerzo.

Cuando las longitudes de negativos en ambos lados de un tramo se unen (consulte las **Opciones**) de forma automática pasa a ser armadura de montaje colaborante.

### Otras consideraciones en el armado longitudinal

Dentro de la zona de apoyo del soporte o pilar se considera una variación lineal del canto de la viga ( $1/3$ ), lo cual conduce a una reducción de la armadura necesaria, que será la mayor obtenida entre las caras de borde del soporte, sin tener que coincidir con el eje del apoyo, siendo lo más normal que esté próxima o en el mismo borde de apoyo.

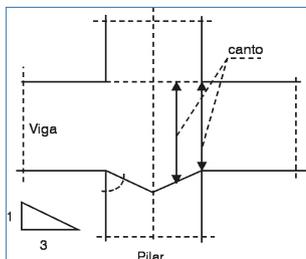


Fig. 1.26

En cuanto a las pantallas y muros, dependiendo del ancho del lado al que acomete la viga, se calcula una longitud o luz de cálculo igual a la menor de:

- La distancia entre ejes de pantallas (o punto medio del eje de viga cortado)
- La luz libre (entre caras) más dos veces el canto

Con este criterio se obtienen las envolventes dentro de la pantalla y se obtiene la longitud de corte de las armaduras, que no superarán la luz de cálculo en más de dos cantos.

Si es necesaria la armadura de piel, debido al canto de la viga, lo cual se define en **Opciones**, se dispondrá en las caras laterales con el diámetro y separación mínima definida, de acuerdo a la norma y lo indicado en las opciones.

### Armadura longitudinal por torsión

Conocida la armadura longitudinal por flexión, se calcula la armadura necesaria por torsión, de acuerdo a la norma, en cada sección. Si la armadura real colocada en esquinas es capaz de absorber ese incremento respecto a la necesaria por flexión, cumplirá. En caso contrario, será preciso aumentar la armadura longitudinal y una armadura adicional en las caras laterales, como si de armadura de piel se tratara.

La comprobación de compresión oblicua por torsión y cortante se efectúa a un canto útil del borde de apoyo de acuerdo a la formulación de cada norma.

### Corte de las armaduras longitudinales

Una vez conocida la envolvente de capacidades necesarias en cada sección, superior e inferior, se determina para cada punto una ley desplazada un canto útil más la longitud neta reducida ( $=$  longitud de anclaje  $\cdot$  área necesaria/área real) en función de su posición ( $II =$  mala adherencia,  $I =$  buena adherencia), determinándose la longitud

máxima en su zona para cada uno de los grupos de armado dispuesto en la dirección desfavorable o decreciente de los esfuerzos. De forma opcional estas longitudes se ajustan a unos mínimos definidos en función de un porcentaje de la luz y en múltiplos de 5 cm. En los extremos, se ancla la armadura de acuerdo a su terminación en patilla, calculando la rama vertical necesaria, y colocando un mínimo si así se indica en las opciones. En apoyos intermedios se ancla la armadura de positivos a cada lado a partir del eje de apoyo, además de un mínimo de diez diámetros medidos desde la cara del soporte (Fig. 1.25).

Cuando se supera la longitud máxima de barras, se cortan y solapan las barras con un valor doble de la longitud de anclaje. Con sismo, existe una opción en la que se ancla y solapa la armadura fuera de la zona confinada junto a los apoyos.

### Armadura transversal (Estribos)

Para el dimensionado a esfuerzo cortante se efectúa la comprobación a compresión oblicua realizada en el borde de apoyo directo, y el dimensionado de los estribos a partir del borde de apoyo mencionado o de forma opcional a una distancia en porcentajes del canto útil, del borde de apoyo (Fig. 1.27). En cuanto al estribado, o refuerzo a cortante, es posible seleccionar los diámetros mínimos y separaciones en función de las dimensiones de la viga, así como simetría en la disposición de los mismos y empleo de distintos calibres según la zona de la viga. Se pueden definir estribos simples (que es siempre el perimetral de la sección), dobles, triples, así como ramas verticales. También se pueden disponer los estribos y ramas juntos, hasta dos y tres en la misma sección.

Existen unas tablas definibles por el usuario y en las que se puede observar que es posible utilizar estribos y ramas, tal como se ha comentado.

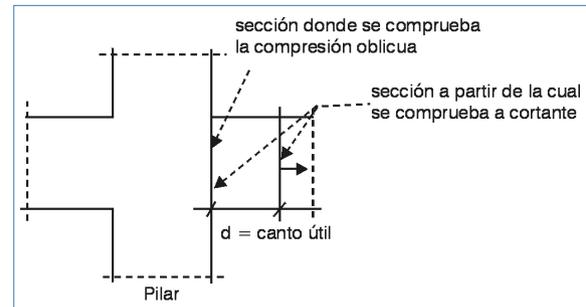


Fig. 1.27

Se determina en primer lugar el estribado mínimo según la norma, en función de la sección de la viga y la tabla de armados, comprobando la longitud que puede cubrir con la envolvente de esfuerzos cortantes en la zona central.

En las zonas laterales, a izquierda y derecha, se determina el estribado necesario hasta los apoyos y se colocan en su longitud necesaria más medio canto útil. Se comprueba que dichas longitudes sean mayores que los mínimos indicados en **Opciones**.

Por último, y si existe torsión, se calcula la armadura transversal necesaria por torsión, estableciendo los mínimos según la norma (separación mínima, estribos cerrados) y se adiciona a la obtenida por cortante, dando como resultado final un estribado cuyos diámetros, separaciones y longitud de colocación cubre la suma de los dos efectos. En este último caso se realiza la comprobación conjunta (compresión oblicua) de tensiones tangenciales de cortante más torsión.

Se comprueba que la separación de estribos cumpla lo especificado en la norma cuando la armadura longitudinal esté comprimida, lo cual afecta tanto al diámetro como a la separación máxima, en función de la armadura longitudinal comprimida.

**Pilares apeados. Cargas próximas a los apoyos. Vigas de gran canto y vigas anchas.**

En el caso particular de pilares apeados (sin vinculación exterior) en vigas, se dimensionan los estribos verticales con el valor del cortante en el borde a apoyo en ese tramo. Es importante recordar que, en el caso particular de pilares apeados o cargas puntuales próximos a los apoyos, es decir, a una distancia menor o igual a un canto útil, se produce una transmisión de la carga por bielas inclinadas de compresión y tracción que necesita armadura horizontal, en las mismas condiciones que en una ménsula corta, cuyos criterios de dimensionado no está contemplados en el programa. En este caso se debe realizar una comprobación y armado manual del tramo o tramos en los que esto ocurra, de acuerdo a lo que indique la norma para esos casos, además de complementar los dibujos de planos de vigas con los detalles adicionales correspondientes. También se puede resolver con barras inclinadas.

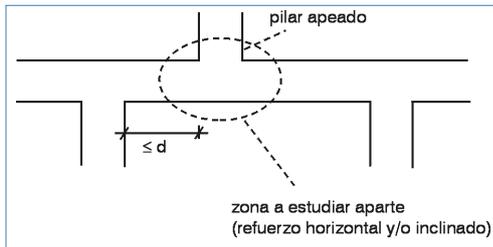


Fig. 1.28

Dada la importancia que posee este tipo de apoyo y la fragilidad que presenta, **es fundamental** extremar el control del mismo, tanto en su diseño como en su ejecución.

Se deben revisar los arranques de los pilares apeados, comprobando sus condiciones de anclaje en la viga. Se recomienda reducir en lo posible el coeficiente de empotramiento en el pie del pilar en su primer tramo de arranque, para evitar diámetros grandes que conducen a altas longitudes de anclaje del arranque.

Cuando se tienen tramos cortos o vigas de canto elevado, se puede dar la condición de que la luz sea menor que dos veces el canto, en cuyo caso se está ante una viga de gran canto o viga-pared, cuyos criterios de dimensionamiento no están contemplados en el programa. En este caso se debe realizar una comprobación y armado manual del tramo o tramos en los que esto ocurra.

También puede suceder que en algún tramo de viga, el ancho sea superior a dos veces su luz. En ese caso, esta viga ancha realmente no es una viga o elemento plano bidimensional o losa, con lo que conviene revisar la discretización e introducirla como losa en lugar de hacerlo como viga, ya que los criterios de dimensionamiento son diferentes.

Por último, recuerde que en vigas planas en las que, por su ancho, se sobrepasa el ancho del apoyo en más de un canto, se debe hacer una comprobación manual a punzonamiento así como una verificación de los estribos en el apoyo, reforzando con armadura transversal, si fuera preciso.

Si existen cargas colgadas aplicadas por debajo de la fibra neutra de la sección, o cargas puntuales de vigas apoyadas en otras vigas, se deberá adicionar manualmente la armadura necesaria para suspender dichas cargas, ya que el programa no lo realiza.

## Comprobación de la fisuración en vigas

De forma opcional, se puede establecer un límite del ancho de fisura. La formulación utilizada corresponde al Código Modelo CEB-FIP. La anchura característica se calcula como:

$$W_k = 1.7 \cdot S_m \cdot E_{sm}$$

$$S_m = 2c + 0.2s + K_1 K_2 \frac{\phi A_{c,eficaz}}{A_s}$$

$$E_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \frac{K_3}{2.5 K_1} \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0.4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

donde

c: Recubrimiento de la armadura de tracción

s: Separación entre barras. Si  $s > 15d$ ,  $s = 15\phi$

$K_1$ : 0.4 (barras corrugadas)

$K_2$ : 0.125 (flexión simple)

$A_s$ : Área total de las barras en el área eficaz

$A_{c, eficaz}$ : Área eficaz que envuelve a las armaduras, en una altura de 1/4 de la altura de la viga.

$\sigma_s$ : Tensión de servicio de la armadura

$\sigma_{sr}$ : Tensión de la armadura en el momento de la fisuración

$E_s$ : Módulo de elasticidad del acero

$K_3$ : 0.5

Esta formulación se aplica en general, excepto para la norma NB-1 y Eurocódigo 2 que tienen su formulación específica.

Si se activa la comprobación y no se cumple, se alargan las barras o aumenta la cuantía para cumplir, emitiendo un mensaje de aviso (no es un error) en los errores de vigas.

### 1.12.2. Vigas inclinadas

Puede ser de hormigón armado o metálicas. Se dimensionan a flexo-compresión esviada a partir de las envolventes de momentos flectores y axiales, así como el estriado a cortante. Es un cálculo en el que se dimensiona la armadu-

ra para los dos planos paralelos a las caras de la viga. Es decir, tanto para el plano vertical como para el plano horizontal.

La armadura superior e inferior longitudinal indicada es la máxima o envolvente de todas las secciones calculadas a lo largo de dicha viga inclinada. Para este tipo de viga se dibuja la armadura en planos y se puede solamente consultar por pantalla. El proyectista debe realizar un despiece de detalle aparte de sus armaduras para los encuentros de los nudos extremos.

La envolvente de dichos esfuerzos se puede listar si se desea realizar cortes de barras y un estudio de los nudos de unión.

Si la viga es metálica, se aplican los criterios de dimensionado de pilares metálicos.

### 1.12.3. Vigas metálicas

Se dimensionan de acuerdo a la norma correspondiente y al tipo de acero. Se propone dentro de la serie el perfil óptimo. Se dimensionan a flexión simple, ya que no se considera el axil. De forma opcional se comprueba el pandeo lateral para el ala inferior en vigas bajo forjado.

Se aplica como criterio del dimensionado los límites de la normativa y los límites de flecha. El coeficiente de aprovechamiento se expresa en % respecto a los límites normativos y de flecha.

Puede consultar cómo se realiza el dimensionado de las vigas mixtas consultando el capítulo **8. Vigas mixtas**.

Las vigas Boyd se modelan como una viga Vierendel y se dimensionan como acero laminado con la norma correspondiente.

Los listados de comprobación E.L.U. completos resultan muy ilustrativos respecto a las comprobaciones que realiza el programa.

#### 1.12.4. Vigas de madera

Se dimensionan de acuerdo a la normativa seleccionada, y se puede consultar en los correspondientes listados detallados de justificación ELU y ELS.

De forma opcional se puede comprobar el pandeo lateral inferior y superior en las zonas donde no existe forjado que lo arriostre.

Se puede editar y modificar el tipo de la serie seleccionada y al actualizar se comprueba.

#### 1.12.5. Pilares, pantallas y muros de hormigón armado

El dimensionado de pilares de hormigón se realiza en flexión-compresión esviada. A partir de la tabla de armado seleccionada para la obra, se comprueban de forma secuencial creciente de cuantías los armados definidos, que pueden ser simétricos a dos caras, a cuatro o en un porcentaje de diferencia. Se comprueba también si todas las combinaciones posibles cumplen dicho armado en función de los esfuerzos. Se establece la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones y se comprueba que con dicho armado no se superan las tensiones del hormigón y del acero ni sus límites de deformación, ya que la posición de las armaduras es conocida por la tabla.

Se considera la excentricidad mínima o accidental, así como la excentricidad adicional de pandeo según la norma, limitando el valor de la esbeltez mecánica, de acuerdo a lo indicado en la norma. Dado que las fórmulas aplicadas tienen su campo de aplicación limitado por la esbeltez, si se supera, la sección es insuficiente (aunque el usuario puede introducir una armadura de forma manual) dando un mensaje de Esbeltez excesiva (Ee).

En un archivo oculto, y para cada norma, se definen los límites o cuantías mínimas y máximas, tanto geométricas

como mecánicas, que, de forma obligada, se cumplirá en el dimensionado de la armadura. Si algún armado no cumple y se rebasan los límites máximos, se indicará en el listado y por pantalla el mensaje de Cuantía excesiva (Ce).

En este caso hay que aumentar la sección de hormigón. Si no se encuentra un armado en las tablas que verifique para los esfuerzos de cálculo, se buscará un armado calculado por el programa, hasta que en las caras no quepa la armadura en una capa, en cuyo caso se emite el mensaje: 'ARMADO MANUAL'. Se deben aumentar en la tabla los tipos de armado y volver a calcular el pilar, para lo cual se puede rearmar sólo los pilares sin recalculando la obra completa. También se puede aumentar la sección y automáticamente se recalcula la sección.

Recuerde que, si las modificaciones de dimensión son grandes, es muy conveniente volver a calcular la obra por completo, a causa de las variaciones de rigideces. Los diámetros y separaciones de estribos se realizan de acuerdo con la norma por defecto, con unas tipologías predefinidas en las tablas de armado modificables por el usuario, y siempre con separaciones y diámetros en función de la armadura longitudinal que son igualmente modificables.

Existen unas tablas de armado en las que en función de la armadura vertical, se pueden definir diferentes configuraciones de estribado y ramas de atado en función de las dimensiones transversales, pudiendo seleccionarse diferentes tablas según la obra. Si una sección no tiene estribado definido en la tabla, sólo se obtiene estribo perimetral.

Se realiza la comprobación a cortante por compresión oblicua y de agotamiento por tracción del alma, en función de la armadura dispuesta, y se emite un mensaje de aviso si no cumple en la columna junto al estribado.

Las longitudes de solape se calculan como la longitud de anclaje en posición I (de buena adherencia) en función del tipo de acero, hormigón y consideración de acciones dinámicas. De forma opcional, se puede aplicar una reducción de la longitud de anclaje indicada en función de la armadura necesaria y la real, sin disminuir de la reducida. Estas longitudes son editables y modificables.

Se supone que un pilar trabaja predominantemente a compresión, por lo que en caso de tener pilares en tracción (tirantes), es necesario aumentar manualmente las longitudes de anclaje y estudiar con detalle las uniones y anclajes correspondientes, realizando los detalles complementarios pertinentes de forma manual.

En cuanto al armado en vertical de un pilar, sus tramos último y penúltimo se arman según sus esfuerzos y de ahí hacia abajo, tramo a tramo, de forma que la armadura del tramo de abajo nunca sea inferior a la dispuesta en el tramo inmediatamente superior, en caso de que adopte en **Opciones** el criterio de continuidad de barras correspondiente.

Las secciones que se comprueban para obtener el armado de una planta son las indicadas en la Fig. 1.29, cabeza y pie del tramo, y pie del tramo superior. Si se han definido cargas horizontales en pilares, se hará en secciones intermedias, pues podría aumentar las leyes de esfuerzos.

Cuando hay desniveles, se aplica la misma sistemática para cada tramo en el que queda subdividido el pilar de la planta por el desnivel.

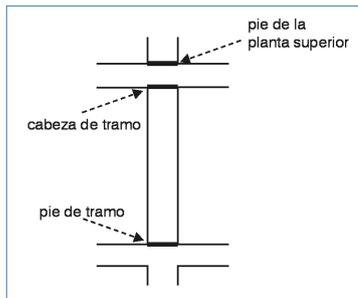


Fig. 1.29. Secciones que se comprueban en una planta

Se puede elegir la continuidad o no del armado, así como la conservación del diámetro de las armaduras de esquina o el número y diámetro en las caras.

Finalmente, es posible modificar su sección, con lo que la armadura se recalcula, y también se puede modificar su armadura vertical y el tipo de estribos.

Si modifica las tablas de armado debe revisar la disposición de estribos. Si no hay estribos definidos ni armados para la sección del pilar, complete las tablas con estribado y ramas necesarios. Revise los cortantes. Se hace la comprobación del estribado dispuesto y se emite un mensaje: "Qe" en caso de que no cumpla, por lo que se debe proceder a realizar alguna de las siguientes indicaciones hasta cumplir:

- Disminuir la separación de estribos
- Aumentar el diámetro del estribo
- Proponer otras disposiciones de estribos y/o ramas. En este caso debe ir a las tablas de armado y recalculer los pilares
- En algunos casos, aumentar la armadura vertical

### 1.12.5.1. Pilares metálicos y mixtos

Los pilares mixtos se dimensionan y comprueban de acuerdo a la normativa de hormigón y acero seleccionada, teniendo en cuenta aquellas que tratan de forma específica el comportamiento hormigón-acero, como en Eurocódigo 4 y la AISC 360-10, en combinación con lo indicado por las normas de cada país.

Si se han definido pilares metálicos, se calculan de acuerdo a la norma seleccionada para el tipo de acero, ya sea laminado o conformado. Los coeficientes de pandeo ya mencionados anteriormente deben introducirse por el usuario. Si adopta el criterio de mantener el perfil existente, recuerde que debe comprobar su cumplimiento.

Si, por el contrario, admite que el programa coloque el perfil necesario, recuerde que los esfuerzos de dimensionado se han obtenido con el perfil introducido inicialmente, por lo que si la variación ha sido importante, es conveniente recalculer la obra, ya que los esfuerzos pueden variar sustancialmente.

Por último se calculan las placas de anclaje en el arranque de pilares metálicos, verificando las tensiones generales y

locales en el acero, hormigón, pernos, punzonamiento y arrancamiento.

Si el pilar es apeado, revise la longitud del perno y las condiciones de anclaje manualmente.

Tampoco olvide revisar las mismas a nivel de cada planta con las vigas o losas, pues es un detalle constructivo importante no contemplado en el cálculo.

### 1.12.5.2. Pantallas y muros de hormigón armado

Conocido el estado tensiones, una vez calculados los esfuerzos y para cada combinación, se comprueban en cada cara de armado tanto en vertical como en horizontal las tensiones y deformaciones del hormigón y del acero para la armadura dispuesta en las tablas, aumentándose de forma secuencial hasta que algún armado cumpla para todas las combinaciones. Asimismo se comprueba en el sentido transversal, calculándose el refuerzo si es necesario. Este proceso se repite para cada uno de los lados de la pantalla o muro.

De acuerdo con la norma de aplicación se realizan las comprobaciones de cuantías mínimas y máximas, separaciones mínimas y máximas, así como las comprobaciones dimensionales de los lados (el ancho de un lado es superior a cinco veces su espesor), ya que si no lo verifica, se emite un mensaje informativo ( $D_p$ ), y se le aplican las limitaciones impuestas para pilares. Se comprueban los límites de esbeltez en pantallas y muros, para cada lado, emitiéndose un mensaje si se supera.

Por último, se puede consultar por pantalla el armado obtenido así como los errores de dimensionado. Si se varía la armadura y/o espesor, se realiza una comprobación. El programa emitirá los mensajes de error pertinentes. Se puede redimensionar si se varían las secciones, obteniéndose el nuevo armado y realizándose las comprobaciones pertinentes.

En el dimensionado de muros se ha incluido lo que se llama **Factor de cumplimiento**, valor que por defecto es 90%, pero que es posible modificar. Si se indica un valor menor (por ejemplo 80%) y se redimensiona, se obtiene una armadura algo menor y se observa que existen unos puntos en **rojo**, que son el 20% de la superficie total del muro que no cumple para este armado.

Mediante el comando **Ver refuerzos** se consulta en cada punto **rojo** la armadura necesaria de refuerzo suplementaria a colocar en esa zona, si se desea. Será decisión del proyectista la colocación del refuerzo que se debe añadir de forma manual a los resultados editados en los planos.

También es posible modificar el armado directamente y calcular el factor de cumplimiento para la nueva armadura.

Cuando un armado no cumple, además del mensaje de aviso el texto pasa a ser **rojo**.

Los solapes en cada planta son editables, y se calculan con diferente longitud según sea en tracción o compresión.

### 1.12.5.3. Muros de fábrica y de bloques de hormigón prefabricado

Se comprueban los límites de tensión en compresión y en tracción (10% de la compresión) con un factor de cumplimiento del 80%.

Si no cumple, se emite un aviso en el informe final del cálculo.

Los muros de bloque de hormigón prefabricado se dimensionan de acuerdo a la normativa correspondiente, pudiendo dimensionarse solo con la resistencia de los bloques, o con hormigón de relleno y refuerzos horizontales como tendeles y refuerzos verticales, de acuerdo a las especificaciones y comprobaciones de la norma seleccionada.

### 1.12.6. Forjados unidireccionales

El cálculo de los forjados unidireccionales se realiza de forma individualizada para cada vigueta en flexión simple. Se obtiene el valor máximo del momento positivo MF expresado en  $\text{kp} \times \text{m}$  ( $\text{dN} \times \text{m}$  en S.I.) y por metro de ancho, mayorado. Se puede realizar una igualación por paños a valores máximos o medios en función de un porcentaje de diferencia entre viguetas adyacentes, consiguiendo uniformizar los valores por paños.

Es posible tipificar el valor de los momentos, expresándolo por un nombre tipo, si para ese forjado se han indicado los valores resistidos del momento para cada tipo. Si se supera el valor de dicha tabla se indica con 'INSUF'. En ese caso se debe ampliar la tabla tipificada.

El cálculo de los momentos negativos se realiza a flexión simple y se obtienen unos negativos de acuerdo con una tabla de armado. Sus longitudes cumplen unos mínimos, especificados en **Opciones**, así como unas cuantías geométricas mínimas. Se pueden modificar e igualar los negativos en función de un porcentaje de diferencia de longitudes.

Cuando sea precisa una armadura de compresión en la zona de negativos, se retirarán las bovedillas hasta el punto donde deje de ser necesario. Esto se indicará en la planta por una línea de macizado de las viguetas.

Las envolventes de momentos y cortantes por vigueta y mayoradas se pueden consultar por pantalla. En extremos de alineación de viguetas, aunque el valor del momento negativo sea nulo, se dimensiona una armadura para un momento que es porcentaje del máximo positivo del vano (ver **Opciones**).

Es posible definir unos momentos mínimos positivos y negativos para toda la obra o para un paño en concreto.

Puesto que se consulta el valor de los momentos positivos, no se hace la comprobación de si es o no necesaria arma-

dura de compresión en vano. Por último, se recuerda que el valor expresado de los cortantes en extremos de viguetas en planos está mayorado y por metro de ancho.

En cuanto a la flecha, se hace la comprobación normativa, según sea la vigueta armada o pretensada.

Los forjados de vigueta metálica y de madera se dimensionan para el perfil de la serie seleccionado y con la normativa seleccionada, indicando el tipo de perfil o sección que cumpla con las limitaciones de resistencia y flecha.

Para mayor información, consulte el apartado **6. Forjados unidireccionales de viguetas** de esta memoria.

### 1.12.7. Losas mixtas

Consulte el apartado **9. Losas mixtas** de esta memoria.

### 1.12.8. Placas aligeradas

El proceso de cálculo se ha explicado en el apartado **1.9. Datos de entrada** de este manual.

### 1.12.9. Forjados de losa maciza

#### 1.12.9.1. Armadura base

De forma opcional se puede definir una armadura base superior e inferior, longitudinal y transversal, que pueden ser diferentes, definibles y modificables según una tabla de armado. Esta armadura será colaborante siempre si se define. Es posible aumentarla, si por el cálculo es preciso, a flexión, ya sea por trabajo como armadura comprimida o por el cumplimiento de unos mínimos de cuantías especificadas en **Opciones**.

Se puede detallar o no en los planos lo cual tiene su importancia, tanto en el despiece de armados como en la medi-

ción. En caso de que se detalle se dibujará junto con los refuerzos, cortándose y solapándose donde sea preciso, como si de una armadura más se tratase. Se puede obtener su medición y sus longitudes de corte. Si no se detalla, ni se dibuja ni se mide; sólo se puede indicar su diámetro y su separación. Por tanto, en ese caso, se debe complementar con los detalles que se considere oportuno, tanto en la planta como en el cuadro de medición.

### 1.12.9.2. Armadura longitudinal de refuerzo

En cada nudo de la malla se conocen los momentos flectores en dos direcciones y el momento torsor. En general, las direcciones principales de la losa no coinciden con las direcciones de armado impuestas para la misma. Aplicando el método de **Wood**, internacionalmente conocido y que considera el efecto de la torsión para obtener el momento de armado en cada dirección especificada, se efectúa un reparto transversal en cada nudo con sus adyacentes a izquierda y a derecha en una banda de un metro, y se suman en cada nudo los esfuerzos del nudo más los del reparto, a partir de los cuales se obtiene el área necesaria superior e inferior en cada dirección, que se especifica por metro de ancho al dividir por el tamaño de la malla o distancia entre nudos, para obtener un valor homogéneo y comparable en todos los nudos.

Se comprueba el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas, tanto superior, como inferior y total, así como las cuantías geométricas y mecánicas de la cara de tracción. También se comprueba que la armadura en una dirección sea un porcentaje de la otra, todo ello de acuerdo a las opciones activas.

Con todo ello se obtienen unas envolventes de cuantías y el área necesaria en cada dirección por metro de ancho y se calculan unos refuerzos longitudinales de acuerdo a las tablas de armado definidas. El punto de corte de las barras se realiza aumentando a dicha longitud la longitud neta reducida de anclaje según su posición (I ó II) y el decaje de la ley en función del canto útil y según la normativa.

El cumplimiento de los diámetros máximos y separaciones se realiza por medio de las tablas de armado, en las que se especifican los diámetros y separaciones en función de un campo de variación de los cantos. La consideración de la torsión es opcional, aunque se aconseja que se considere siempre.

### 1.12.9.3. Armaduras predeterminadas

Se define con este nombre la posibilidad de introducir armaduras, ya sean superiores, inferiores y en cualquier dirección, de diámetro y longitud predeterminada por el usuario, y que se descontarán en su zona de influencia de la armadura de refuerzo a colocar. Resulta muy útil en zonas de concentración de esfuerzos ya conocidos, como la zona superior en soportes, permitiendo que el resto de la armadura sea más uniforme.

El tratamiento de las losas de cimentación es idéntico a las losas macizas normales en cuanto a su diseño de armaduras.

### 1.12.9.4. Armadura transversal

#### Punzonamiento

Desde la versión 2013.e y para la norma EHE-08 se ha implementado el programa **Comprobación de punzonamiento** que permite comprobar las losas con o sin armadura transversal de punzonamiento, considerando la presencia de huecos o aligeramientos en la losa, y la disposición de los soportes (interior, en borde o en esquina). Su funcionamiento está documentado en el *Manual Comprobación de punzonamiento* disponible en el menú de manuales de los programas CYPE.

En superficies paralelas a los bordes de apoyo, considerando como tales a los pilares, pantallas, muros, vigas y apoyos en muros, y situada a una distancia de medio canto útil (0.5 d), se verifica el cumplimiento de la tensión límite

te de punzonamiento, de acuerdo a la norma. No debe olvidarse que la comprobación de punzonamiento es una comprobación de tensiones tangenciales, que es lo que realiza el programa, obteniendo el valor de las tensiones tangenciales a partir de los cortantes en los nudos próximos, interpolando linealmente en los puntos de corte del perímetro de punzonamiento.

Este planteamiento es el correcto desde el punto de vista teórico: una comprobación de tensiones tangenciales, que resuelve el problema en su generalidad que no es coincidente en su planteamiento con las formulaciones de las diferentes normas que suelen aplicar una formulación dependiente del axil y momento actuante, con fórmulas simplificadas que sólo resuelven casos particulares.

Si no se cumple, aparece una línea roja que indica que se ha rebasado el límite de tensión máxima por punzonamiento, con el mensaje: 'INSUF'. En ese caso se debe aumentar el canto, el tamaño del apoyo o la resistencia del hormigón.

Si se supera la tensión límite sin armadura transversal, es necesario colocar armadura de refuerzo transversal. Se indica el número y el diámetro del refuerzo a colocar como ramas verticales, a la separación necesaria en función del número de ramas colocadas en una cierta longitud.

El proyectista debe, en este caso, disponer las ramas verticales en la forma constructiva que considere más adecuada a la obra, ya sea mediante pates, refuerzos en escalera, estribos, etc. (Fig. 1.30), de forma que su separación no supere 0.75 de canto útil o la sección equivalente, y dispuestas entre la armadura superior e inferior.

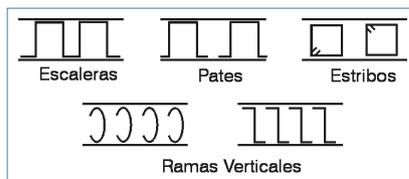


Fig. 1.30

En las zonas donde se dispongan vigas, planas o de canto, los esfuerzos tangenciales serán resistidos por los estribos de la viga. Por tanto, las tensiones tangenciales se calculan sólo en la losa y en superficies paralelas a los lados de las vigas.

### Cortante

A partir de la sección de comprobación a punzonamiento (0.5 d) y en superficies paralelas a una distancia de 0.75 d, se realiza la comprobación a cortante en toda la superficie de la losa, hasta encontrarse todas las superficies radiadas a partir de los bordes de apoyo. Si es necesario reforzar, se indica el número y el diámetro de los refuerzos a colocar con la misma tipología que lo indicado para el punzonamiento.

Análogamente, si no se cumple, aparece una línea roja que indica que se ha rebasado el límite de tensión máxima por punzonamiento, con el mensaje: 'INSUF'. En ese caso se debe aumentar el canto, el tamaño del apoyo o la resistencia del hormigón.

El tratamiento de las losas de cimentación es idéntico a las losas macizas normales en cuanto a su diseño de armaduras.

### Igualación de armaduras

Antes o después del cálculo es posible definir unas líneas o rectángulos en cualquier dirección, superior e inferior, que permiten igualar el armado al máximo de esa zona en cuantía y longitud. Existe una opción para la **igualación automática** sobre pilares de armadura superior en bandas adyacentes a los pilares indicados.

Se pueden definir líneas de flexión que se deben usar antes del cálculo e introducir según las direcciones de apoyos.

Estas líneas se consideran como si fueran puntos de máximos momentos negativos, y por tanto el sitio idóneo para el solape de la armadura inferior si procede, calculando las longitudes de refuerzo de negativos de acuerdo a unos mínimos en porcentajes de la distancia entre líneas (luz de vano) y solapando los positivos, si ello fuera posible en dichas líneas.

Por último, se puede siempre modificar el diámetro y la separación de la armadura de refuerzo a juicio del proyectista y también modificar y colocar las patillas superiores e inferiores.

### Anclaje de las armaduras en vigas o apoyos

Las longitudes de anclaje se miden a partir del borde de apoyo con la losa. Revise las longitudes cuando los bordes sean anchos, pues es posible que no crucen toda la viga y queden parcialmente anclados. Esto es importante, y debe prolongarlas cuando utilice vigas anchas. El tratamiento de las losas de cimentación es idéntico a las losas macizas normales en cuanto a su diseño de armaduras. Existe una opción que, en losas rectangulares apoyadas en vigas, da un armado promediado uniforme en cada dirección.

## 1.12.10. Forjados reticulares

Los criterios para los forjados reticulares son los mismos que los indicados para las losas macizas, con las siguientes diferencias.

### 1.12.10.1. Armadura base

Se puede definir o no una armadura base, distinguiendo para ello la zona macizada de la zona aligerada.

#### Armadura base en zona maciza (ábacos)

Por defecto, se considera una armadura base formada por 2 redondos, según unas tablas, que se extiende de borde a borde de ábaco, distribuida entre los ejes de los nervios y que colabora siempre que se considere. Esta armadura

ni se mide ni se dibuja en la versión actual de **CYPECAD**. Por tanto, es el proyectista quien debe suministrar un detalle tipo de dicha armadura base, también llamada 'de montaje de ábacos', que complemente la información contenida en los planos, aunque en el cuadro de características pueda especificar dicha armadura base.

### Armadura base en nervios

Por defecto no se considera. Por tanto, se debe elegir y determinar en cada dirección. Existen unas tablas de armado que permiten su definición, así como su combinación posible en los refuerzos adicionales a colocar en los nervios. Si se indica en **Opciones** que se detalle, se dibujará y se medirá. En caso contrario, sólo será posible colocar un rótulo a nivel general sin medición ni dibujo en el cuadro de características.

### 1.12.10.2. Armadura longitudinal de refuerzo

Se aplican los mismos criterios que en el caso de las losas macizas, sólo que el armado se concentra en los nervios. Previamente se deben agrupar las envolventes de los elementos adyacentes al nervio para el cálculo concentrado de la armadura en la posición del nervio.

**Recuerde** que, tanto a cortante como a punzonamiento, se obtiene un refuerzo local, que debe revisarse de cara a uniformizarlo y hacerlo constructivo, ya sea mediante ramas verticales, estribos y barras inclinadas. Conviene que consulte los detalles constructivos de CYPE Ingenieros.

### 1.12.10.3. Armadura transversal

En la zona de ábacos o zona maciza se efectúa un cálculo idéntico al de las losas macizas frente a cortante y punzonamiento. Desde la versión 2013.e y para la norma EHE-08 se ha implementado el programa **Comprobación de punzonamiento** que permite comprobar las losas con o sin

armadura transversal de punzonamiento, considerando la presencia de huecos o aligeramientos en la losa, y la disposición de los soportes (interior, en borde o en esquina). Su funcionamiento está documentado en el *Manual Comprobación de punzonamiento* disponible en el menú de manuales de los programas CYPE.

En los nervios de la zona aligerada se efectúa la comprobación a cortante en los nervios cada 0.75 d. Si es necesario reforzar, coloca ramas verticales del diámetro necesario a la separación y número que se dibuja en planos y por pantalla.

#### 1.12.10.4. Igualación de armaduras

Se pueden efectuar las mismas igualaciones que en las losas macizas, concentrando la armadura en los nervios designados.

### 1.13. Deformaciones en vigas

De forma opcional se pueden definir los siguientes límites de flecha:

- Flecha instantánea:
  - Peso propio
  - Sobrecarga
  - Total
- Flecha total a plazo infinito
- Flecha activa

Para cada una de ellas se puede limitar el valor relativo  $L/xxx$  ó  $L/xxx + xx$  cm; o la flecha absoluta en centímetros.

Cada norma puede establecer diferentes límites, y el usuario puede fijar lo que considere pertinente para cada cálculo.

Lo más habitual es la flecha activa y total a plazo infinito.

Para la determinación de la flecha activa y total a plazo infinito, se ha indicado en las opciones la definición de los coeficientes a aplicar en función del proceso constructivo, tanto para carga permanente como para sobrecarga, que multiplicarán a las flechas instantáneas para obtener las flechas diferidas.

La flecha total será la suma de las flechas instantáneas más las diferidas en cada caso.

Se determina la flecha máxima activa y total en vigas utilizando el método de la doble integración de curvaturas. Analizando una serie de puntos se obtiene la inercia bruta, homogeneizada, fisurada y el giro por hipótesis, calculado a partir de la ley de variación de curvaturas.

El programa calcula los esfuerzos y desplazamientos por hipótesis, partiendo del valor del módulo de elasticidad longitudinal secante del hormigón, por lo que la reducción de dicho módulo de elasticidad en función del clima, curado, etc., se deberá corregir por medio de los correspondientes coeficientes de las opciones del proceso constructivo a aplicar a las deformaciones instantáneas y diferidas.

La primera flecha que se obtiene, llamada activa, es la instantánea más la diferida debida a las cargas permanentes y a las cargas variables (después de construir el tabique). Los coeficientes dependientes del proceso constructivo (o multiplicadores de la flecha instantánea) para el cálculo de las deformaciones en vigas se pueden consultar en las opciones generales, así como los valores por defecto.

Se calcula la flecha por el método indicado debido a las cargas permanentes ( $f_G$ ) y las cargas variables ( $f_Q$ ). La flecha activa total será:

$$f_A = \alpha_G \cdot f_G + \alpha_Q \cdot f_Q$$

siendo:

$\alpha_G$ : Coeficiente multiplicador para las cargas permanentes

$\alpha_Q$ : Coeficiente multiplicador para las cargas variables

Estos valores pueden variarse en función de los porcentajes de cada fracción de las cargas definidas como permanentes y variables en el diálogo de opciones de **Vigas, Flecha activa y total a plazo infinito-Proceso constructivo**, así como de los propios coeficientes que se definen para su efecto instantáneo o diferido.

La flecha total a plazo infinito será la flecha activa más la producida hasta la construcción del elemento dañable (tabiques normalmente).

Se recomienda consultar la normativa de aplicación al respecto, bibliografía específica, y consultar a empresas de control de proyectos para una correcta definición de dichos coeficientes, dado que tanto el proceso constructivo, el grado de humedad y temperatura en la fecha de hormigonado, curado del hormigón, plazo de desencofrado, edad de puesta en carga, etc., son factores determinantes que pueden hacer que el valor de la flecha sea la mitad o el doble, por lo que los valores indicados en el programa son orientativos y pueden servir para unas condiciones favorables habituales de construcción.

## 1.14. Deformaciones en forjados

### 1.14.1. Forjados unidireccionales

Tanto para placas aligeradas como para forjados unidireccionales se aplica lo mismo que lo indicado para vigas, si bien en **Opciones de forjado** se encuentran las independientes para cada tipo. En los elementos prefabricados las rigideces consideradas se obtienen de sus correspondientes fichas de características. En los demás casos, se calculan las inercias equivalentes.

### 1.14.2. Losas mixtas

Consulte el apartado **Losas mixtas** de esta memoria, así como lo indicado en el punto anterior.

### 1.14.3. Forjados de losa maciza y reticulares

Se proporcionan en cualquier nudo de la malla de todas las plantas los valores de los desplazamientos por hipótesis simples (aquellas que se hayan definido en el proyecto: permanentes o peso propio; variables, que incluyen sobrecargas de uso generales, separadas...; viento y sismo). En particular, se puede obtener el desplazamiento máximo por hipótesis de cada paño.

Queda a juicio del proyectista la estimación de la flecha activa, con los coeficientes de fluencia que considere oportuno, y a partir de la determinación manual de las flechas instantáneas conocidas, deducidas de los desplazamientos verticales por hipótesis que suministra el programa.

Se recuerda que en una losa los desplazamientos verticales son absolutos, es decir que si consulta en un nudo junto a un pilar o soporte, verá que también tienen desplazamientos verticales (según el eje z). Luego para determinar la flecha entre dos soportes, debe restar los desplazamientos de los soportes, ya que la flecha es un descenso relativo respecto a los apoyos extremos, o puntos de inflexión en una dirección dada de la deformación. Este efecto es más acusado en las plantas altas de los edificios por el acortamiento elástico de los pilares de hormigón.

Si los desplazamientos de pilares son muy pequeños, se puede estimar la suma de los desplazamientos debidos a las cargas gravitatorias verticales (peso propio + sobrecargas) y multiplicadas por un valor entre 1.5 y 4, según el proceso constructivo y el tipo de flecha a determinar. De esta forma se obtienen unos valores aproximados en la práctica habitual de cálculo de edificios.

Conocida la flecha absoluta, se podrá determinar la flecha relativa (L/XXX), observando los apoyos de las zonas adyacentes al punto de máxima flecha absoluta y tomando la luz menor de las posibles contiguas.

En losas macizas y reticulares, respetar unos cantos razonables para las luces habituales y cargas normales de edificación dentro de las esbelteces que suelen indicar las normas (menores si es posible), así como una distribución de soportes con luces compensadas, es la mejor garantía para no tener problemas de deformaciones. Una ejecución adecuada con recubrimientos correctos también nos asegurará un comportamiento bueno frente a deformaciones excesivas.

Utilice los isovalores para visualizar los desplazamientos verticales, con las indicaciones anteriormente mencionadas.

### 1.14.3.1. Flecha entre 2 puntos

Al marcar en la planta de una losa maciza o aligerada un punto inicial y final, aparece una línea continua en amarillo que une con los dos puntos, dibujando a lo largo de esa línea y, bajo ella, los desplazamientos verticales de todos los puntos, formando una línea más o menos sinuosa en azul que se mostrará la deformada de esa losa, ya sea para una hipótesis, combinación o la combinación pésima (G+Q) de desplazamientos amplificada.

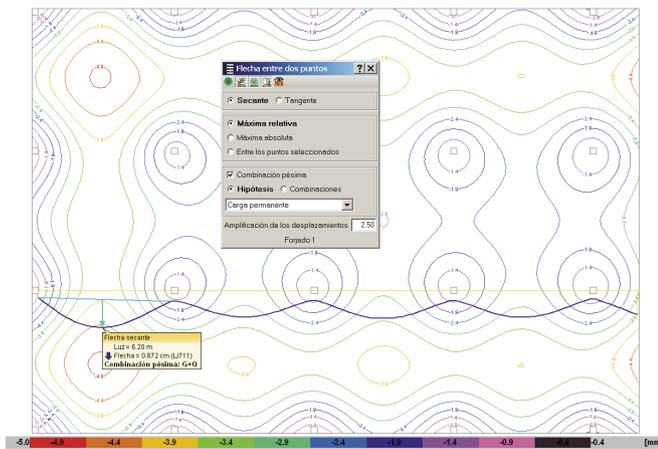


Fig. 1.31

Cuando se ve en planta la distribución de los soportes o apoyos y se marcan los dos puntos para calcular la flecha, se observa que en las zonas de apoyo aparecen convexidades y, en los centros de vano, concavidades.

Parece sensato que, en un primer vistazo de los isovalores de desplazamientos, se estudien las gráficas de desplazamientos Z (verticales), pasando por la hipótesis de carga permanente G (que suele representar el porcentaje mayor) y por la hipótesis de sobrecarga de uso Q; para ver a continuación la combinación G+Q y observar dónde se producen los máximos valores, que suelen coincidir con las zonas de mayor concavidad.

En una losa bidireccional no se conoce a priori si la zona de máxima concavidad es la de máxima flecha absoluta, pero lo normal es que lo sea, pues el descenso de apoyos suele ser pequeño, por lo que lo aconsejable es centrarnos en las zonas donde se vean esos máximos. En esos recuadros tampoco se tiene la certeza de en qué dirección (X,Y,diagonal) se deben marcar los puntos para obtener la flecha máxima relativa, pero se podría decir que, a la vista de un recuadro de una planta, debería ser en la dirección de la menor distancia entre 2 puntos del perímetro de la concavidad.

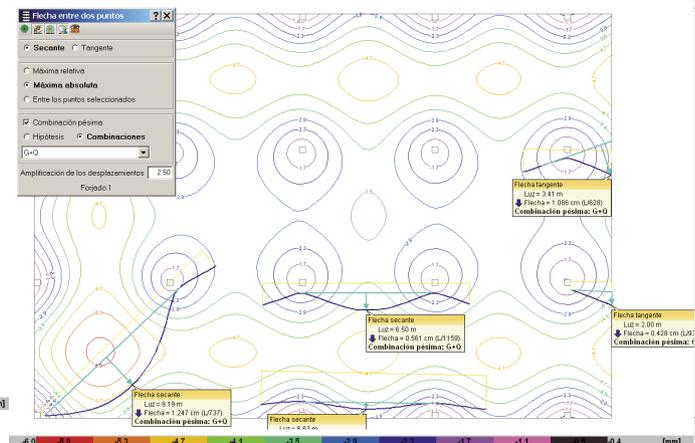


Fig. 1.32

Conviene hacerlo así en general.

Si se quiere buscar esos bordes del perímetro de la concavidad, puede ser bueno trazar previamente puntos más alejados buscando así su posición.

Pasemos a dar unos ejemplos sencillos para su comprensión con los siguientes datos generales:

- Luz media = 6,50 m
- Vano exterior
- Ley de momentos aproximada

$$\text{Momento negativo apoyo interior } M^- = \frac{pl^2}{10}$$

$$\text{Momento positivo en vano } M^+ = \frac{pl^2}{17}$$

$$\text{Momento negativo apoyo exterior } M^- = \frac{pl^2}{30}$$

### 1er caso: Losa Maciza

Estimemos un canto de 26 cm, cuya esbeltez es  $L/h = 650/26 = 25$ , luego hay que comprobar en principio la flecha, pues para este caso en la tabla 50.2.2.1.a de la EHE-08 el valor de la esbeltez es 23 (para elementos débilmente armados), con lo que hay que justificar su cumplimiento.

Vamos a analizar de forma aproximada una sección de un metro de ancho, tanto para las características de la sección, como para la obtención de los esfuerzos actuantes. Aunque sabemos que la distribución en una losa sobre apoyos aislados no es uniforme, lo haremos así en adelante para simplificar el análisis.

La inercia bruta de la sección de la losa maciza es  $I_b = bh^3/12$ , luego  $I_b = 100 \cdot 26^3/12 = 146.466,67 \text{ cm}^4$  en nuestro caso. Con este valor se calculan las rigideces en el modelo y se obtienen los desplazamientos elásticos instantáneos que se muestran para cada hipótesis y combinación seleccionada.

Para determinar la flecha entre dos puntos a partir de los desplazamientos, debemos descontar el desplazamiento de los puntos inicial y final.

En la gráfica se muestra una recta que pasa por esos dos puntos (secante) o una tangente al punto inicial (tangente), dependiendo de la selección realizada. Respecto a esa recta se mide la flecha.

Los valores que se muestran son:

- Luz del vano L
- Flecha absoluta
- Flecha relativa respecto a  $\begin{cases} L \text{ (secante)} \\ 2L \text{ (tangente)} \end{cases}$
- Combinación pésima G+Q obtenida a partir de las combinaciones de "Desplazamientos" seleccionados en los datos generales de la obra. Se consideran sólo las hipótesis de origen gravitatorio G y Q (activado por defecto). También se puede seleccionar por hipótesis o combinación.

Vemos que se muestra un valor de "Amplificación de los desplazamientos" = 2,5 (valor por defecto), que hace exactamente lo que dice: multiplicar por ese valor los desplazamientos de las hipótesis de desplazamientos para mostrar los resultados.

Este factor amplificador se ha de incorporar y tener en cuenta todos los parámetros relativos a:

- Plazo de desencofrado
- Proceso constructivo
- Fenómenos térmicos
- Fenómenos reológicos (fluencia, retracción)

Admitimos que, a partir de la flecha elástica instantánea, es posible obtener la flecha total o la flecha activa (posterior a la construcción de los elementos dañables, por ejemplo, tabiquería o pavimentos rígidos sin juntas), basándonos en la estimación de los parámetros citados anterior-

mente. Colocando el valor adecuado obtendremos el resultado de la flecha que estemos buscando para comparar con los límites normativos.

Supongamos un proceso constructivo habitual, con sus cargas de edificación:

- Peso propio losa ( $h=26$  cm) = 6,5 kN/m<sup>2</sup> descimbrada a los 28 días (1 mes)
- Tabiquería = 1 kN/m<sup>2</sup> ejecutada a los 60 días (2 meses)
- Solado = 1 kN/m<sup>2</sup> ejecutado a los 120 días (4 meses)
- Sobrecarga = 2 kN/m<sup>2</sup>
- Materiales = HA-25 ( $f_{ck}=25$  MPa) y B500 ( $f_{yk}=500$  MPa), condiciones medias de temperaturas y humedades en ejecución y vida útil.

Con las leyes de un vano exterior (como si aplicáramos pórticos virtuales), determinamos la ley de momentos y la armadura necesaria.

$$M_{d_{izq}} = [1,35 \times 8,5 + 1,5 \times 2] \times \frac{6,5^2 \times 2 \times 0,76}{10} =$$

$$= 14,475 \times \frac{42,25 \times 2 \times 0,76}{10} = \frac{930,2}{10} = 93,02 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

0,76 es el coeficiente a aplicar en banda de soportes.

Que obtendríamos de forma aproximada

$$A_{s_{nec}} = 10,2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$M_{d_{centro}}^+ = \frac{14,475 \times 42,25 \times 2 \times 0,6}{17} =$$

$$= 43,16 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow A_{s_{nec}}^+ = 4,8 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$M_{d_{dcha}}^- = \frac{930,2}{30} = 31 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow A_{s_{nec}} = 3,4 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

0,6 es el coeficiente a aplicar en banda central.

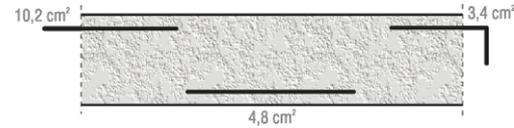


Fig. 1.33

Calculamos el momento fisuración:

$$M_{fis} = f_{ct,m,fl} \cdot W_b, \quad f_{ct,m,fl} = \max \left\{ \left( 1,6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ct,m}; f_{ct,m} \right\}$$

Siendo  $f_{ct,m,fl}$ : la resistencia media del hormigón a flexotracción

$f_{ct,m}$ : la resistencia media del hormigón a tracción

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times 25^{2/3} = 2,565 \text{ N/mm}^2$$

$$1,6 - \frac{260}{1000} = 1,6 - 0,26 = 1,34$$

$$f_{ct,m,fl} = 1,34 \times 2,565 = 3,437 \text{ N/mm}^2$$

$$W_b = \frac{bh^2}{6} = 1000 \times \frac{260^2}{6} = 11.266.667 \text{ mm}^3$$

$$M_{fis} = 3,437 \times 11266667 \times 10^{-6} \text{ kN} \cdot \text{m} = 38,72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Quedamos del lado de la seguridad considerando los momentos de servicio debido a la carga total:

$$M_{izq}^- = \frac{10,5 \times 42,25 \times 2 \times 0,76}{10} = 67,4 > 38,72 \text{ fisura}$$

$$M_{centro}^+ = \frac{10,5 \times 42,25 \times 2 \times 0,6}{17} = 31,3 < 38,72 \text{ no fisura}$$

$$M_{der}^- = \frac{10,5 \times 42,25 \times 2 \times 0,76}{30} = 22,48 < 38,72 \text{ no fisura}$$

Por el lado izquierdo fisura, pero siendo pequeña la diferencia podemos decir que en este caso no merece la pena determinar la inercia fisurada  $I_{fis}$  y la inercia equivalente  $I_e$  de Branson.

En caso de hacerlo, deberíamos aplicar lo siguiente:

$$I_e = \left( \frac{M_{fis}}{M_a} \right) \cdot I_b + \left[ 1 - \left( \frac{M_{fis}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{fis}$$

donde:

$I_e$ : inercia equivalente

$M_{fis}$ : momento de fisuración

$M_a$ : momento actuante en la sección

$I_b$ : inercia bruta

$I_{fis}$ : inercia fisurada

Esto lo haríamos en las 3 secciones en estudio:

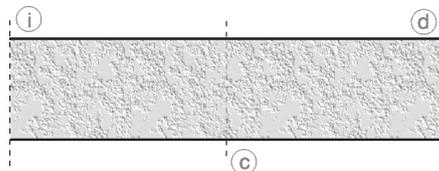


Fig. 1.34

Y determinaríamos la inercia media equivalente del tramo:

$$I_e = \frac{(I_e^i + I_e^d) / 2 + I_e^c}{2} = 122.768$$

Siendo

$$I_e^i = \left( \frac{38,72}{67,4} \right)^3 \times 146.466 + \left[ 1 - \left( \frac{38,72}{67,4} \right)^3 \right] \times 29.584 = 51.744 \text{ cm}^3$$

Supongamos que para este caso, desarrollamos lo indicado, obtenemos que  $I_e \approx 0,66 I_b$ , quiere esto decir que al resultado de las flechas elásticas dadas por el programa deberíamos aplicarle un coeficiente corrector debido a la fisuración de las secciones que llamaremos  $K_e$ , y cuyo valor sería:

$$K_e = \frac{I_b}{I_e} = \frac{I_b}{0,66 I_b} = \frac{1}{0,66} \approx 1,50$$

Si aplicamos el método de la EHE-08 (similar a ACI-08), en el que suponemos que la flecha diferida es proporcional a la flecha instantánea por un factor  $\lambda$  cuyo valor es:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho}$$

$\xi$ : coeficiente en función del tiempo o duración de la carga

$\rho$ : cuantía media de armadura comprimida

Si en la losa colocamos un mallazo superior e inferior que nos cubra por ejemplo el 1% ( $\rho = 0,001$ ),  $\xi$  tomaría los siguientes valores:

t	$\xi$
$\infty \geq 5$ años	2,0
1 año	1,4
6 meses	1,2
1 mes	0,7
2 semanas	0,5

Luego

$$\lambda = \frac{1}{1 + 50 \times 0,001} \cdot \xi = 0,95 \xi$$

Veamos el proceso constructivo y las flechas que se producen.

Supongamos en primer lugar la flecha total:

Carga	Valor	t	$\xi$	$\xi = \xi(\infty) - \xi(t)$ t: cuando entre en carga
	kN/m <sup>2</sup>	días		
Peso propio	6,5	28	2-0,7 = 1,3	
Tabiquería	1,0	60	2-0,8 = 1,2	
Solado	1,0	120	2-1 = 1	

Luego

$$\xi_{\text{medio}} = \frac{1,3 \times 6,5 + 1,2 \times 1 + 1 \times 1}{6,5 + 1,0 + 1,0}$$

Con sobrecarga de uso supuesta aplicada al año [ $\xi(1) = 1,4$ ] y considerando que sólo la parte cuasi permanente produce flecha diferida (para viviendas  $\Psi_2 = 0,3$ ) tendríamos:

$$\text{Carga} = 2 \times \Psi = 2 \times 0,3 = 0,6$$

$$\xi = \xi(2) - \xi(1) = 2 - 1,4 = 0,6$$

aplicándolo en el total:

$$\xi_{\text{medio}} = \frac{1,3 \times 6,5 + 1,2 \times 1 + 1 \times 1 + 2 \times 0,3 \times 0,6}{6,5 + 1,0 + 1,0 + 2,0} = \frac{11,01}{10,5} \approx 1,05$$

luego  $\lambda = 1,05 \times 0,95 \approx 1,00$  y, por tanto, para obtener la flecha instantánea corregida por la reducción de inercia debida a la fisuración, al valor de la flecha instantánea  $f_i$  lo multiplicamos por  $K_e$ :

$$f_{\text{inst}} = K_e \cdot f_i = 1,50 f_i$$

Por otra parte, la flecha diferida total hemos obtenido un coeficiente  $\lambda = 1,00$ , luego

$$f_{\text{dif}} = \lambda \cdot f_{\text{inst}} = 1,00 \cdot f_{\text{inst}}$$

y la flecha total es:

$$f_{\text{Total}} = f_{\text{inst}} + f_{\text{dif}} = 1,5 f_i + 1,00 \times 1,5 f_i = 3,00 f_i$$

Este valor 3,00 es precisamente ese coeficiente que se presenta como "Amplificación de los desplazamientos" (y que por defecto es 2,5).

En la memoria de cálculo de CYPECAD se menciona que su valor puede estar comprendido entre 2,5 y 3,0 según el proceso constructivo.

En este ejemplo hemos visto que el valor es 3,00, cantidad que introduciríamos en la casilla para consultar la flecha total, y ver los resultados seleccionados entre dos puntos.

Análogamente, si quisiéramos determinar la flecha activa, en este caso, la que se produce con posterioridad a la construcción del elemento dañable, deberíamos quitar la que se produce antes de su construcción. Para ello, y en este ejemplo, debemos quitar la flecha instantánea debida al peso propio del forjado y la diferida desde que se descimbró hasta la construcción de la tabiquería a los 60 días, luego  $\xi_{p,\text{propio}} = (2 - 0,8) = 1,2$ , y quedaría:

$$\begin{aligned} \xi_{\text{medio}} &= \frac{1,2 \times 6,5 + 1,2 \times 1 + 1 \times 1 + 2 \times 0,3 \times 0,6}{6,5 + 1,0 + 1,0 + 2,0} = \\ &= \frac{10,36}{10,5} = 0,987[0,1] \end{aligned}$$

$$\lambda = \xi_{\text{medio}} \times 0,95 = 0,987 \times 0,95 = 0,93$$

Por consiguiente la flecha diferida será  $f_{\text{dif}} = 0,93 f_{\text{inst}}$ .

En cuanto a la flecha instantánea a considerar hemos de quitar la parte correspondiente debida al peso propio. Luego por proporcionalidad:

$$\%f_i = \frac{1,0 + 1,0 + 2,0}{6,5 + 1,0 + 1,0 + 2,0} = \frac{4}{10,5} = 0,38$$

Resultando

$$f_{inst} = 0,38 \times 1,5 \times f_i$$

$$f_{activa} = 0,38 \times 1,5 f_i + 0,93 \times 1,5 f_i = \\ = (0,38 \times 1,5 + 0,93 \times 1,5) f_i = 1,965 f_i$$

Este valor sería el que tendría que introducir en la casilla de "Amplificación de los desplazamientos" para obtener la flecha activa.

Evidentemente hemos visto que para las cargas previstas y plazos de ejecución, redondeando a valores enteros, podemos estimar que una losa maciza tiene una flecha activa del orden de 2,0 veces la flecha elástica instantánea determinada con la sección bruta, y una flecha total del orden de 3,0 veces esa flecha instantánea de forma aproximada.

## 2º caso: Forjado reticular de casetón perdido

A continuación, haremos una estimación similar para un forjado reticular introducido con CYPECAD.

Sea un forjado reticular de casetón perdido con la siguiente geometría:

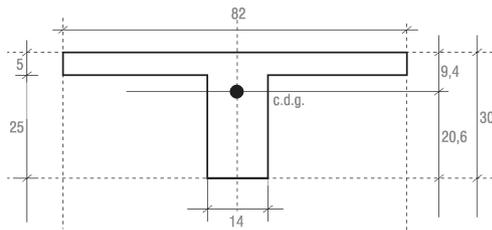


Fig. 1.34

Determinamos el centro de gravedad de la sección y respecto a éste la inercia de la sección bruta, obteniendo:

$$I_b^{aligerada} = 61.567 \text{ cm}^4$$

Si hacemos lo mismo en la zona de ábacos, que sería como una losa maciza de 30 cm de canto y 82 cm de ancho:

$$I_b^{maciza} = 184.500 \text{ cm}^4$$

La inercia promediada de la sección a lo largo del tramo, podríamos estimarla como:

$$I_b^{media} = \frac{61.567 + 184.500}{2} = 123.033,5 \text{ cm}^4$$

En el modelo de CYPECAD, la inercia aplicada a toda la malla del paño de cualquier reticular, ya sea en zona aligerada o maciza, es la misma y se toma igual a la mitad de la zona maciza, que en este caso sería:

$$I_b^{modelo} = \frac{I_b^{maciza}}{2} = \frac{184.500}{2} = 92.250 \text{ cm}^4$$

y con esta inercia se determinan los desplazamientos elásticos para cada hipótesis.

Ahora procedería verificar si con los esfuerzos actuantes las secciones se fisuran o no, y determinar la inercia equivalente.

En la sección maciza, el momento de fisuración es:

$$M_{fis}^- = 40,96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

y en la zona aligerada:

$$M_{fis\ vano}^+ = 10,27 \quad ; \quad M_{fis\ apoyo}^- = 22,51$$

Estimamos los momentos actuantes:

Peso propio forjado: 4,6 kN/m<sup>2</sup>

Tabiquería: 1,0 kN/m<sup>2</sup>

Solados: 1,0 kN/m<sup>2</sup>

Sobrecarga de uso: 2,0 kN/m<sup>2</sup>

8,6 kN/m<sup>2</sup>

Estimamos los momentos por nervio en una hipotética banda de soportes:

$$M_{izq}^- = 8,6 \times \frac{6,50^2}{10} \times 0,82 \times (2 \times 0,76) = 45,2 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_{fis}(40,96)$$

$$M_{der}^- = 8,6 \times \frac{6,50^2}{30} \times 0,82 \times (2 \times 0,76) = 15,1 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{fis}(40,96)$$

$$M_{vano}^+ = 8,6 \times \frac{6,50^2}{17} \times 0,82 \times (2 \times 0,6) = 20,1 \text{ kN} \cdot \text{m} > 10,27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se observa que en negativos apenas fisura, pero sí lo hace en la zona de positivos en vano.

Estimando la inercia equivalente en vano:

$$I_e = \left( \frac{M_{fis}}{M_a} \right)^3 I_b + \left[ 1 - \left( \frac{M_{fis}}{M_a} \right)^3 \right] I_{fis}$$

$$I_e = \left( \frac{10,27}{20,1} \right)^3 \times 61.567 + \left[ 1 - \left( \frac{10,27}{20,1} \right)^3 \right] \times 27.156 = 31.746 \text{ cm}^4$$

en apoyo derecho, la tomaremos igual a la bruta aproximadamente  $I_e^d \approx I_b^{maciza} = 184.500$

y en el apoyo izquierdo se obtiene

$$I_e^d = \frac{184.500 + 145.530}{2} = 165.015$$

Promediando

$$I_e^{media} = \frac{31.746 + 165.015}{2} = 98.380 \text{ cm}^4$$

como la inercia considerada en el cálculo

$$I_b^{modelo} < I_e^{media} < 92.250 < 98.380$$

no aplicaremos ninguna corrección por este aspecto, aunque para mayor seguridad, tomaremos

$$I_e^{media} = 0,8 I_b^{modelo} \text{ amplificando por } \frac{1}{0,8} = 1,25 .$$

En cuanto a  $\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho}$ , tomaremos del lado de la seguridad que  $\rho = 0$ , luego  $\lambda = \xi$ , y el mismo proceso constructivo y plazos, luego:

$$\xi_{medio} = \frac{1,3 \times 4,6 + 1,2 \times 1 + 1 \times 1 + 2 \times 0,3 \times 0,6}{4,6 + 1,0 + 1,0 + 2,0} = \frac{8,54}{8,6} \approx 1$$

podemos decir que la flecha diferida es aproximadamente igual a la flecha instantánea ( $f_{dif} \approx f_{inst} = 1,25 f_i$ ); y que la flecha total resulta:

$$f_{total} = f_{inst} + f_{dif} = 2,5 f_i$$

Ya que  $f_{inst} = 1,25 f_i$

Ahora vamos a obtener la flecha diferida con posterioridad a la construcción de los tabiques:

$$\xi_{\text{medio}} = \frac{1,2 \times 4,6 + 1,2 \times 1 + 1 \times 1 + 2 \times 0,3 \times 0,6}{4,6 + 1,0 + 1,0 + 2,0} = \frac{8,1}{8,6} = 0,94$$

y debemos dejar la flecha instantánea sin el peso propio del forjado:

$$\%f_i = \frac{1,0 + 1,0 + 2,0}{8,6} = \frac{4}{8,6} \approx 0,47$$

luego la flecha activa será:

$$f_{\text{activa}} = 0,47 \times 1,25 f_i + 0,94 \times 1,25 f_i \approx 1,75 f_i$$

Podemos decir que la flecha total a plazo infinito en un reticular debe obtenerse con un coeficiente de amplificación de los desplazamientos del orden de 2,5 la flecha elástica instantánea del programa, y que para la flecha activa habría que multiplicar por 1,75 la flecha elástica instantánea.

Hay que tener en cuenta que los coeficientes indicados son de aplicación para casos habituales de edificación tales como los mencionados, en cuanto a luces, cantos, cargas, proceso constructivo y condiciones ambientales normales, y plazos de descimbrado y entrada de las diferentes fracciones de las cargas a lo largo del tiempo.

Si se varían dichas condiciones, lógicamente habría que aplicar los coeficientes correctores pertinentes.

Si queremos verificar la flecha debida al confort, será suficiente con analizar la flecha debida a la sobrecarga de uso, en la hipótesis Q.

### CUADRO RESUMEN

Garantiza	Flecha	Amplificación	FORJADO	COMBINACIÓN
INTEGRIDAD:	ACTIVA	2,00	LOSA MACIZA	G+Q Pésima
		1,75	RETICULAR	
APARIENCIA:	TOTAL PLAZO INFINITO	3,00	LOSA MACIZA	
		2,50	RETICULAR	
CONFORT:	INSTANTÁNEA DE SOBRECARGA	1,50	LOSA MACIZA	Hipótesis Q
		1,25	RETICULAR	

#### 1.14.4. Elementos de cimentación

Consulte los apartados correspondientes a zapatas, encepados, vigas centradoras y de atado de la presente memoria.

## 2. Losas y vigas de cimentación

### 2.1. Discretización

La discretización efectuada para losas y vigas de cimentación es la misma que en forjados:

**Losas.** Malla de elementos tipo barra de tamaño  $0.25 \times 0.25$  m (emparrillado con muelles en los nudos).

**Zapatas y vigas.** Elementos lineales tipo barra, con nudos en las intersecciones con otros elementos, dividida en 14 tramos con nudos, si no intersecta con otros elementos. En los nudos, muelles.

Se considera la cimentación apoyada sobre un suelo elástico (método del coeficiente de balasto), de acuerdo al modelo de Winkler, basado en una constante de proporcionalidad entre fuerzas y desplazamientos, cuyo valor es el coeficiente de balasto. Se recuerda que este método no puede estudiar la interacción entre cimientos próximos.

$$p = K \cdot y$$

siendo:

p: Tensión (T/m<sup>2</sup>)

K: Coeficiente de balasto (T/m<sup>3</sup>)

y: Desplazamiento (m) vertical

La validez de esta hipótesis es aplicable a suelos homogéneos. Es un hecho que el asiento de una cimentación pequeña y una grande es diferente para la misma tensión transmitida al terreno, por lo que se debe aplicar con prudencia. También es sabido que el comportamiento de suelos granulares y cohesivos es diferente.

Normalmente se tienen unos resultados de laboratorio que, junto al informe geotécnico, y conocido el tamaño de la cimentación o los tamaños medios de las vigas (anchos)

o zapatas (lados), permiten determinar el coeficiente de balasto a aplicar.

Si se dispone del módulo edométrico del terreno  $E_0$ , determinado en laboratorio, y se conoce el ancho de la zapata, losa, ancho de viga o placa de ensayo de carga, se puede determinar el coeficiente de balasto K, suponiendo infinita y homogénea la capa compresible del terreno:

$$K = \frac{2E_0}{b}$$

siendo:

$E_0$ : Módulo edométrico

b: Dimensión de la cimentación

En algún caso se verá que se proporciona el coeficiente de balasto de un terreno en función de un ensayo de placa de carga de un tamaño dado.

### 2.2. El módulo de balasto en losas y vigas de cimentación

El módulo o coeficiente de balasto es un dato a introducir en el programa. Su determinación se realiza mediante métodos empíricos con ensayo de placa de carga.

Normalmente, si se ha hecho un estudio geotécnico, éste le debe proporcionar el valor exacto de este módulo para las dimensiones que va a tener la losa, zapata o viga de cimentación.

Si el estudio ha sido realizado pero lo que se le proporciona es el módulo de balasto para placa de  $30 \times 30$  cm (u otro tamaño de placa) y no para la dimensión total de la losa, tenga en cuenta que:

$$K1 \cdot d1 = K2 \cdot d2$$

es decir, que los módulos de balasto  $K1$  y  $K2$  determinados con placas de diámetro  $d1$  y  $d2$  cumplen la relación anterior.

Por tanto, de forma aproximada se puede admitir que en suelos arenosos:

$$K1 = \frac{K_p \cdot (b + 30)^2}{(2 \cdot b)^2}$$

siendo:

$K1$ : Módulo balasto de la losa o viga de cimentación

$K_p$ : Módulo balasto de la placa de  $30 \times 30$

$b$ : Lado menor (ancho) de la zapata o viga (en cm)

En zapatas rectangulares puede utilizar:

$$K' = \frac{2}{3} \cdot K1 \cdot \left(1 + \frac{b}{2l}\right)$$

En suelos arcillosos:

$$K1 = \frac{K_p (n + 0.5) \cdot 30}{(1.5 \cdot n \cdot b)}$$

siendo:

$K1$ : Módulo balasto de la losa o viga de cimentación

$K_p$ : Módulo balasto de la placa de  $30 \times 30$

$b$ : Lado menor (ancho) de la losa, zapata o viga (en cm)

$n$ : Relación del largo al ancho de la losa

En el caso de losas de cimentación se aconseja lo indicado por el **Profesor Rodríguez Ortiz**, tomando como ancho  **$b$**  el lado del área tributaria equivalente media de los pilares, que viene a ser de forma aproximada  **$0.70 L$** , siendo  **$L$**  la luz cuadrática media de las distancias entre pilares, en ambas direcciones de la losa de cimentación.

Para zapatas y vigas en particular sobre suelos arcillosos se puede utilizar:

$$K1 = \frac{K_p \cdot 30}{b}$$

con idéntico significado que en las fórmulas anteriores.

Si no dispone de estudio geotécnico, puede optar por elegir entre los módulos de balasto indicativos siguientes:

0.5 kp/cm<sup>3</sup> para suelo malo

4.0 kp/cm<sup>3</sup> para suelo medio

12.0 kp/cm<sup>3</sup> para suelo muy bueno

considerando tales valores (en sistema MKS) como los proporcionados por un ensayo de placa de carga de  $30 \times 30$  cm.

Se considera suelo malo el suelo cenagoso o fangoso. Suelo medio es la tierra arcillosa húmeda. Se entiende por suelo muy bueno las graveras y zahorras naturales firmes.

**Un ejemplo:** Se tiene un suelo medio, areno-arcilloso, cuyo dato conocido es un coeficiente de balasto  $K = 4$  kp/cm<sup>3</sup>, en ensayo de placa de carga de  $30 \times 30$  cm. La dimensión de la losa de cimentación es de 2.00 m de ancho por 8 m de largo. Observe cómo determinar el coeficiente de balasto a considerar en el cálculo.

No se sabe más que el suelo es areno-arcilloso. Luego se calcularán los dos y se hará una media ponderada:

- suelo arenoso:

$$K_a = K_p \cdot \frac{(b + 30)^2}{(2b)^2}$$

$K_p$ : Coeficiente de balasto placa  $30 \times 30$

$b$ : Dimensión menor (ancho) de la zapata en cm

$$K_a = 4 \frac{(200 + 30)^2}{(2 \cdot 200)^2} = 4 \cdot 0.33 = 1.32 \text{ kp/cm}^3 [0,1]$$

- suelo arcilloso:

$$K_a = \frac{K_p (n + 0.5) \cdot 30}{(1.5 \cdot n \cdot b)}$$

$$n: \text{Relación } \frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}} = 4$$

b: Dimensión menor

$$K_a = 4 \frac{(4 + 0.5) \cdot 30}{1.5 \cdot 4 \cdot 200} = 4 \cdot 0.1125 = 0.45 \text{ kp/cm}^3$$

Lógicamente, los asentos son mayores en arcillas que en arenas, por lo que el coeficiente de balasto es inversamente proporcional al asiento.

Como en este caso no se sabe la proporción, se tomará la media:

$$K_a = \frac{(1.32 + 0.45)}{2} = 0.89 \text{ kp/cm}^3$$

Se convierte en  $\text{T/m}^3 \Rightarrow K_a = \frac{10^{-3}}{10^{-6}} \cdot 0.89 = 890 \text{ T/m}^3$ ,

que en el sistema internacional (SI)  $\approx 8850 \text{ kN/m}^3$ .

Se adjunta una lista orientativa de valores del coeficiente de balasto en función de la clase de suelo para placa rectangular de  $0.30 \times 0.30 \text{ m}$ :

Sistema MKS:  $\text{kp/cm}^3 = 1000 \text{ T/m}^3$

Sistema SI:  $\text{MN/m}^3 = 1000 \text{ kN/m}^3$

$1 \text{ kp/cm}^3 \approx 10 \text{ MN/m}^3$

Clases de suelo	Coefficiente de balasto ( $\text{kg/cm}^3$ )
Suelo ligero de turba y cenagoso	0.5 - 1.0
Suelo pesado de turba y cenagoso	1.0 - 1.5
Arena fina de ribera	1.0 - 1.5
Capas de humus, arena y grava	1.0 - 2.0
Tierra arcillosa mojada	2.0 - 3.0
Tierra arcillosa húmeda	4.0 - 5.0
Tierra arcillosa seca	6.0 - 8.0
Tierra arcillosa seca dura	10.0 -
Humus firmemente estratificado con arena y pocas piedras	8.0 - 10.0
Lo mismo con muchas piedras	10.0 - 12.0
Grava fina con mucha arena fina	8.0 - 10.0
Grava media con arena fina	10.0 - 12.0
Grava media con arena gruesa	12.0 - 15.0
Grava gruesa con arena gruesa	15.0 - 20.0
Grava gruesa con poco arena	15.0 - 20.0
Grava gruesa con poca arena, muy firmemente estratificada	20.0 - 25.0

Para resolver la ecuación diferencial de la cimentación flotante, conocido el coeficiente de balasto  $K$  y el ancho  $b$  de la cimentación, sometida a un sistema de cargas  $q(x)$ :

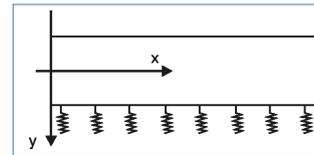


Fig. 2.1

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = -b (q(x) - p(x))$$

$$Q = -\frac{dM}{dx} \text{ obtenida al derivar esta ecuación}$$

$y(x)$  es la deformada de la pieza.

Además,

$$M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2}$$

sustituyendo se obtiene

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} + bK \cdot y(x) = b \cdot q(x)$$

que es la solución general sin deformación por cortante, que se resuelve y se obtiene la solución del sistema.

En general, se determina el factor de deformación por cortante:

$$\phi = \frac{24I(1+\nu)}{A_{\text{cortante}} \cdot L^2}$$

I: Inercia de la pieza  
 ν: Coeficiente de Poisson  
 A<sub>cortante</sub>: Área de cortante  
 L: Longitud de la pieza

Si dicho factor  $\phi$  es menor que 0.1, no se considera la deformación por cortante y es válida la solución general que, además, es exacta. Si es mayor que 0.1, se obtiene una solución aproximada descomponiendo la matriz de rigidez en una matriz de rigidez de la barra y otra de rigidez del suelo.

Para obtener una solución aproximada de esta última se toman como funciones de forma polinomios de 3er grado para obtener una solución aproximada de la integración, obteniendo la matriz de rigidez final superponiendo ambas.

En general, las losas se descomponen en elementos cortos de 0.25 m de longitud, en las que normalmente  $\phi > 0.1$ , por lo que se aplica la aproximación con deformación por cortante. Lo mismo sucede en vigas de cimentación en las que se apoyan forjados, ya que se generan nudos intermedios y, por tanto, barras cortas. En vigas de cimentación largas en las que  $\phi < 0.1$ , se aplicará la formulación exacta.

Obtenida la deformada, se tienen los desplazamientos en los nudos, y por lo tanto pueden obtener los esfuerzos para cada hipótesis.

## 2.3. Opciones de cálculo

Todas las opciones de cálculo, parámetros definibles, redistribución, momentos mínimos, cuantías, tablas de armado, etc., definibles para vigas y losas son de aplicación en cimentaciones flotantes.

## 2.4. Acciones a considerar

Sobre las vigas y losas de cimentación hay que decir que forman parte de la globalidad de la estructura, luego interaccionan entre sí con el resto de la estructura, ya que forman parte de la matriz global de rigidez de la estructura. Por tanto se pueden aplicar cargas sobre dichos elementos, al igual que cualquier viga o losa de la estructura de la que forma parte.

## 2.5. Materiales a emplear

Se definen de forma específica los materiales a utilizar, hormigón y acero, como un elemento más de la estructura, solamente distinguidos porque son elementos que descansan en el terreno.

## 2.6. Combinaciones y comprobaciones

Los estados límites a comprobar son los correspondientes al dimensionado de elementos de hormigón armado (estados límites últimos), y a la comprobación de tensiones, equilibrio y despegue (estados límite de servicio).

**Despegue.** Cuando el desplazamiento vertical en algún nudo de losa o viga de cimentación es hacia arriba se indica que existe despegue, lo cual puede suceder en una o varias combinaciones de desplazamientos. Puede suceder

y a veces sucede en obras con acciones horizontales fuertes. Si esto ocurre, debe revisar la estructura, rigidizando más la base, si es posible, y aumentando las dimensiones de la cimentación en planta y/o espesor.

**Equilibrio.** Se comprueba en vigas de cimentación. Si en la sección transversal se calcula la resultante de tensiones y queda fuera de ancho de la viga, no hay equilibrio y se emite un mensaje de error, que se incluye en los errores de vigas. Es un mensaje inherente al método, pues no se permiten tracciones en el ancho de la viga.

**Tensiones.** Conocidos los desplazamientos en los nudos para cada combinación, se calculan las tensiones multiplicando por el coeficiente de balasto:

$$p = K \cdot y$$

En el caso de viga de cimentación, se calcula la tensión en los bordes a partir del desplazamiento vertical, más el producto del giro de la sección por la distancia del eje introducido a cada borde. Se incluyen en un fichero de texto los puntos y la tensión de todos aquellos nudos que superan la tensión admisible definida para el terreno, y en los bordes, los que superan en un 25% la tensión admisible.

## 2.7. Cálculo de losas y vigas de cimentación

Como se ha comentado anteriormente, las losas y vigas de cimentación se calculan como un elemento más de la estructura, realizando por tanto un cálculo integrado de la cimentación con la estructura.

Si ha definido pilares con vinculación exterior cuyos desplazamientos están coaccionados o ha definido vigas con apoyo en muro, que también tienen coaccionados sus desplazamientos, debe ser prudente en el uso combinado con las losas y vigas de cimentación.

Es un caso similar al empleo de cimentaciones profundas y superficiales, o simplemente zapatas o encepados aislados que se calculan sobre apoyos con vinculación exterior, y coexisten con vigas y losas en la misma cimentación.

### Ejemplo de una planta de cimentación de un pequeño edificio

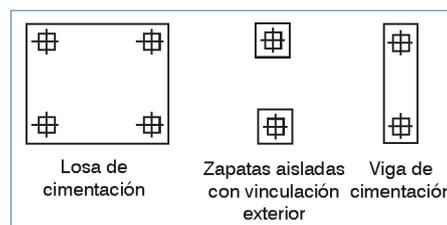


Fig. 2.2

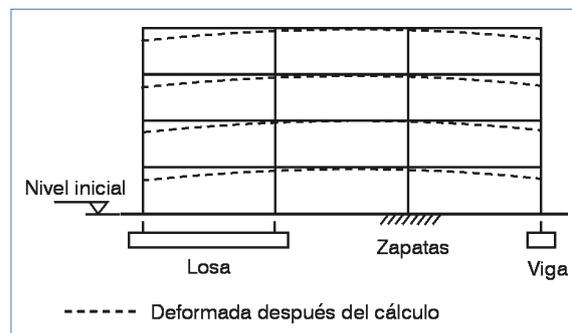


Fig. 2.3

Observe cómo los pilares con vinculación exterior (zapatas aisladas) no tienen asientos (desplazamientos verticales = 0), mientras que las losas y vigas tienen asientos en función del estado de cargas, dimensiones, geometría de la estructura y coeficiente de balasto, dando como resultado una deformada de la estructura que no sería la real.

Si el terreno es bueno, con un valor alto del coeficiente de balasto, no son preocupantes esos asientos diferenciales,

ya que serán muy pequeños. Pero cuando sea malo, y además aumente el número de plantas y, por tanto, las cargas, se deben tomar otras precauciones, que serían las siguientes.

En primer lugar, calcular las dimensiones de las zapatas aisladas. Conocidas las mismas, introducirlas como pequeñas losas rectangulares alrededor de los pilares, previamente eliminada la vinculación exterior.

De esta manera, todos los elementos de cimentación se calculan sobre un lecho elástico y existirá una compatibilidad de deformaciones sin vínculos externos que impidan los movimientos de la misma.

Las correas de atado entre zapatas (pequeñas losas) no se han introducido. Si realmente las quiere considerar en el cálculo, tiene dos posibilidades:

**Como viga de atado**, en cuyo caso no colabora, ni transmite tensiones al terreno. Es como si estuviera atando, colocando unas cuantías mínimas en la viga:

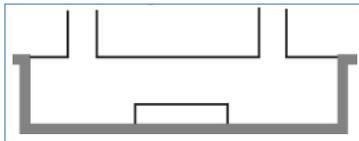


Fig. 2.4. Viga normal

**Como viga de cimentación**, en cuyo caso colabora y transmite tensiones al terreno:



Fig. 2.5. Viga de cimentación

Los resultados en ambos casos son diferentes.

Hecho todo esto, calcule de nuevo la obra. Obtendrá un cálculo integrado de la cimentación con la totalidad de la estructura, en el segundo caso. En el primero, como la viga de atado no hace nada, al menos le facilita el dibujo.

Podrá conocer los resultados de los armados y los asientos previstos (con el módulo de balasto considerado) por hipótesis de las losas introducidas, consultando en el comando **Desplazamientos máximo y en nudo** en **Envolventes** como en cualquier losa de forjado de piso, o también en la **pestaña de Isovalores**.

Del mismo modo que se ha advertido de las precauciones a tener en cuenta en el uso de pilares y pantallas cuyo arranque puede estar con o sin vinculación exterior, se comenta la problemática que pudiera surgir del empleo de la simulación de apoyo en muro, para muros de sótano o similares.

Ya se han mencionado en otros apartados las precauciones en el empleo del apoyo en muro, que se ilustra con un ejemplo: En un edificio la losa de maquinaria de ascensor está apoyada perimetralmente en una mureta de fábrica de ladrillo o murete de hormigón.

El error que se puede cometer al utilizar la articulación en lugar del rodillo es importante frente a acciones horizontales.

Frente a movimientos verticales en ambos casos se cometería algún error en caso de ser alto el edificio (>15 plantas), en el que los acortamientos elásticos del hormigón en pilares fuesen significativos, y las partes de la estructura vinculadas al apoyo, lógicamente no se acortan nada (movimientos verticales = 0), creándose un efecto no real de asientos diferenciales.

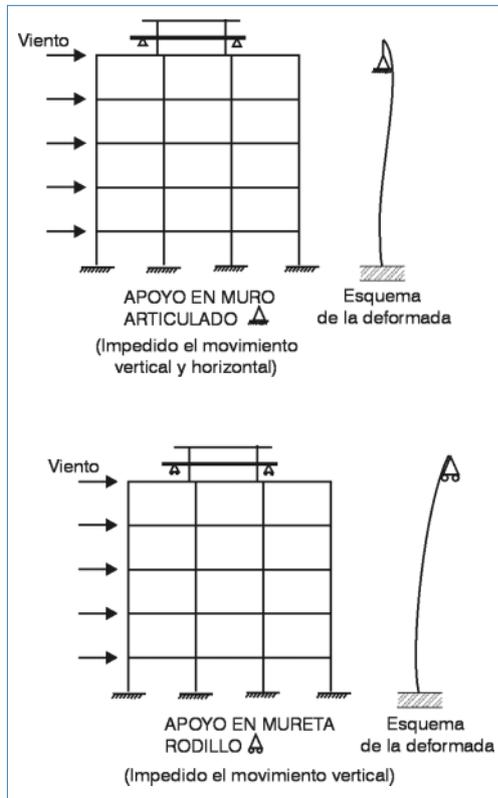


Fig. 2.6

En el caso de utilización conjunta de apoyos en muro (simulación de vigas) en las plantas inferiores por existencia de muros de sótano, con losas y vigas de cimentación, se deben adoptar las siguientes precauciones, distinguiéndose dos casos:

### 1. El apoyo en muro pasa por pilares

- Si no se ha desconectado el muro de los pilares, la vinculación del pilar al muro es tal que no puede moverse verticalmente, transmitiendo la carga que bajaba por él al apoyo en muro que, en definitiva, es una vinculación

exterior ( $\Delta$ ;  $\Delta$ ;  $\Delta$ ), y por tanto no transmitiendo a los niveles inferiores carga alguna.

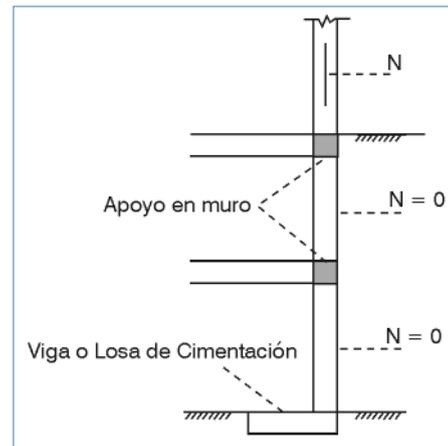


Fig. 2.7. Sección

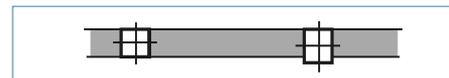


Fig. 2.8. Planta

En este caso, el programa no admitirá que exista una cimentación por losa o viga en los niveles inferiores de los pilares atravesados por un apoyo en muro, emitiendo un mensaje informativo.

Con vinculación exterior el programa no avisa, pero estará mal si después se pretende calcular una zapata, ya que el axil se anula ( $N = 0$ ) en las plantas bajo el apoyo en muro.

- Si ha desconectado el apoyo en muro de todos los pilares a los que toca y no hay conexión con el forjado, por ejemplo:

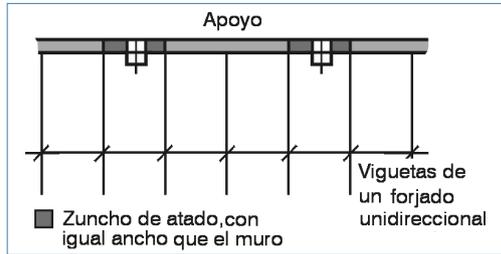


Fig. 2.9

La carga del pilar baja a los niveles inferiores y se puede introducir una cimentación por viga o losa.

Además, y para que no pueda haber transmisión de cargas o suspensión de la estructura del muro, defina un borde articulado en ese paño en contacto con el muro.

También puede usar la opción articular/desconectar.

- En este caso, igual que el anterior, y si el forjado es reticular o losa maciza, aunque se desconecte el muro de los pilares, la carga del pilar se puede suspender de la losa y puentearse hasta el apoyo en el muro:

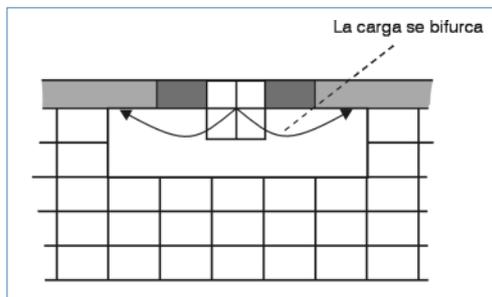


Fig. 2.10

Se observa con más claridad el ejemplo en el que el pilar es mayor que el espesor del muro.

En este caso puede que parte de la carga baje a niveles inferiores y que otra parte se puentee. Pero, en cualquier caso, el cálculo estará mal si en la base se introducen vigas o losas de cimentación a estos pilares, circunstancia que también ocurre si tiene una vinculación exterior.

## 2. El apoyo en muro no pasa por pilares ni pantallas.

En general, no presenta problema este caso, pero hay que hacer las siguientes consideraciones:

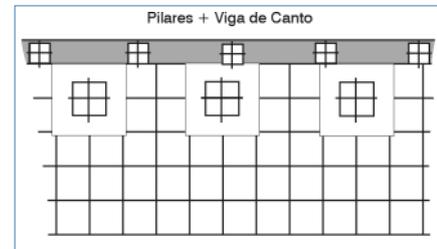


Fig. 2.11. Planta

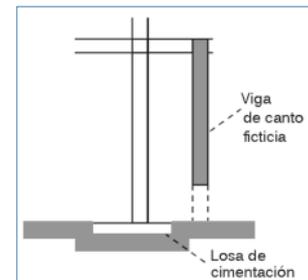


Fig. 2.12. Sección

- El apoyo en muro está muy cerca de los pilares.

En este caso es posible que parte de la carga de los pilares de las plantas superiores se bifurque al apoyo en muro y no baje toda la carga a la posible losa o viga de cimentación. Basta con consultar la ley de cortantes o cortantes en los nudos entre los pilares y el apoyo en

muro y verificar que no hay cambio de signo en la ley de cortantes, así como un valor alto de los mismos, lo cual es una prueba inequívoca de transmisión de cargas al muro.

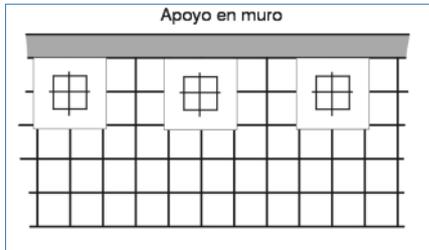


Fig. 2.13. Planta

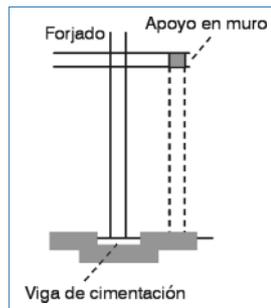


Fig. 2.14. Sección

Si se encuentra con este problema, lo aconsejable es eliminar el apoyo en muro y simularlo de forma ficticia mediante pilares y una viga de mucho canto entre ellos. Poner a esos pilares ficticios el mismo tipo de cimentación que la fila de pilares paralela de la estructura y, si realmente están muy próximos, hacer una cimentación conjunta, efectuando posteriormente las correcciones oportunas debido a la no consideración de la rigidez del muro.

- El apoyo en muro está a una distancia aproximada a las luces normales del edificio.

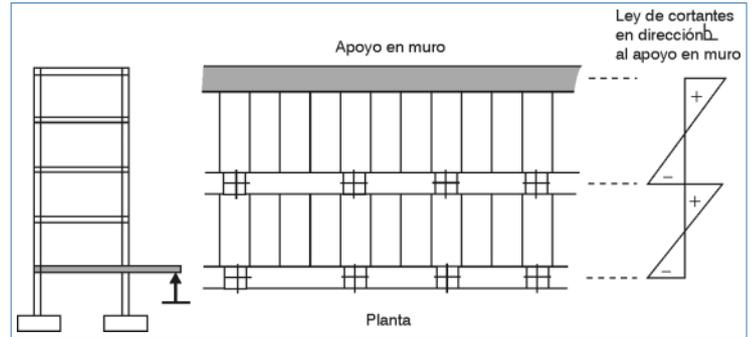


Fig. 2.15

Si observa que las leyes de cortantes, como en este ejemplo, cambian de signo en las viguetas perpendiculares al muro, no hay que tomar ninguna precaución especial, pudiendo definir vigas y losas de cimentación en los pilares.

Tenga en cuenta todas las explicaciones e indicaciones realizadas en la presente memoria cuando utilice de forma conjunta cimentaciones sobre suelo elástico, pilares con vinculación exterior y apoyos en muro, así como el hecho de un cálculo integrado de la cimentación.

## 2.8. Resultados del cálculo

Se consultan de la misma forma que las vigas y losas normales, pudiéndose modificar y obtener planos con la misma metodología.

## 2.9. Comprobación y dimensionado de elementos

### 2.9.1. Vigas

Se realiza el dimensionado igual que una viga normal, teniendo en cuenta los parámetros, cuantías y tablas definidas en opciones para las vigas de cimentación.

En el caso particular de vigas en  $\perp$  o L, se calcula la flexión transversal de las alas, obteniéndose un armado por flexión  $A_{sf}$ . Se obtiene la armadura por efecto pasador  $A_{sp}$ , y se comprueba la armadura de cosido en la unión ala-alma  $A_{sa}$ , colocándose la mayor de las dos, sumando la de flexión.

$$A_{STOTAL} = \text{MAX}(A_{sp}, A_{sa}) + A_{sf}$$

Se compara dicha armadura con la obtenida por cortante en el alma y se coloca la mayor de las dos, tanto en el alma como en las alas, con igual diámetro y separación.

De forma opcional, se realiza la comprobación a cortante y punzonamiento en una sección situada a medio canto útil del borde del pilar, con un ancho igual al pilar más un canto útil.

Se comprueba que no supera la tensión tangencial en esa sección, la tensión límite sin necesidad de refuerzo a punzonamiento. Si se supera dicha tensión, se emite un mensaje de error. En este caso debe aumentarse el canto al propuesto por el programa para no tener que reforzar a punzonamiento.

### 2.9.2. Losas

El dimensionado de losas de cimentación es idéntico a las losas normales, y se aplican los mismos criterios, en particular, las opciones definidas para elementos de cimentación, cuantías, disposiciones de armado, tablas, etc. (Consulte la **Memoria de cálculo** y opciones particulares del programa).

## 2.10. Recomendaciones generales

### 2.10.1. Losas

La elección del canto mínimo es importante, y no debe ser inferior a un décimo de la luz de cálculo entre apoyos más 20 cm. Si es posible dar un vuelo perimetral, será más rentable y se darán menores tensiones en los bordes, además de evitar problemas de punzonamiento.

### 2.10.2. Vigas

Elegir secciones transversales que tengan una rigidez mínima, sobre todo en secciones tipo T, L, limitando la relación vuelo/canto a 2, para que sea válida la hipótesis de deformación plana.

Consulte los errores en vigas al terminar el cálculo. Consulte también los ficheros de despegue y tensión de los puntos que no cumplen.

## 3. Muros

### Muros de fábrica y bloques de hormigón, Muros de hormigón armado, Muros de H.A. de sótano (con empuje de tierras)

Se pueden seleccionar dos tipos de muros o paredes portantes:

- Muro de sótano hormigón armado
- Muro de fábrica

**Discretización.** En ambos casos se realiza mediante elementos finitos triangulares de seis nudos de lámina gruesa, tal como se explica en la **Memoria de cálculo**.

La cimentación puede ser 'con o sin vinculación exterior'.

La zapata o la viga, a efectos longitudinales y torsionales se considera sobre un lecho elástico (Winkler), cuando es 'sin vinculación exterior'.

Con vinculación exterior, se puede calcular una zapata corrida. El muro puede descansar sobre una viga o forjado de losa cuando se define 'sin vinculación exterior', con un apeo.

A continuación se explica las peculiaridades de cada tipo.

### 3.1. Muros de fábrica

Se entienden como tales a los construidos por métodos tradicionales como las fábricas resistentes de ladrillo o bloques de hormigón.

El comportamiento de tales fábricas no es lineal, por lo que la discretización efectuada y la consideración de elemento lineal no son adecuadas, pero son las únicas disponibles en el programa. Siempre que los esfuerzos y tensiones no sean muy elevados, se pueden aceptar los resultados del cálculo, no olvidando que las 'tracciones que puedan aparecer' no son reales, por lo que se deben consultar tales valores en **Envoltentes, Esfuerzos en muros**, y verificar que son nulos o muy pequeños.

En un ejemplo puede quedar bien claro:

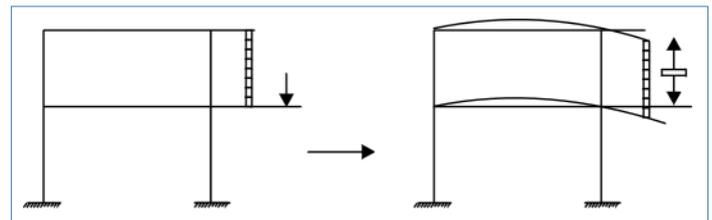


Fig. 3.1

La fábrica se pone en tracción, como si fuera un tirante, lo cual no es real, pero se puede calcular y obtener unos resultados, por lo que se debe poner especial atención en el control de dichos resultados.

### 3.1.1. Características de los muros de fábrica

Los valores solicitados para definir las propiedades mecánicas de los muros de fábrica son los siguientes:

- Módulo de elasticidad  $E = 10000 \text{ kg/cm}^2$  (valor por defecto) se suele estimar el valor de  $E$  como:

$$E = \frac{\sigma_c}{\epsilon}$$

siendo:

$\sigma$ : Tensión de cálculo en compresión del muro de fábrica

$\epsilon$ : Deformación unitaria del material

El valor por defecto que se proporciona con el programa se puede estimar suponiendo una tensión de cálculo de  $10 \text{ kg/cm}^2$  y una deformación unitaria del  $1\%$ , luego:

$$E = \frac{10}{0.001} = 10000 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente de Poisson: Se estima en 0.2

Peso específico:  $1.5 \text{ Tn/m}^3$

Resistencia de cálculo:  $20 \text{ kg/cm}^2$

La rigidez transversal se considera nula, aunque opcionalmente se puede considerar.

El programa comprueba el estado tensional del muro de fábrica en sus fibras extremas en cada punto, de acuerdo a las combinaciones de hormigón definidas, y partiendo de los datos suministrados por el usuario de las resistencias de cálculo a compresión y tracción (ya sea por tracción pura o flexión), si se superan dichos valores en más de un % del área del muro, función del factor de cumplimiento considerado, se emite un mensaje al final del cálculo que advierte de compresiones o tracciones excesivas.

En muros de bloque de hormigón, se toman los valores dados por el fabricante o usuario. Dispone de opciones de dimensionamiento en el caso de armar, vertical y/o horizontalmente. La norma de dimensionamiento y comprobación será en Eurocódigo en general y el Código Técnico en el caso de España.

### 3.1.2. Introducción de los muros de fábrica

Se debe indicar los siguientes datos:

1. **Grupo inicial y Grupo final**
2. **Espesor del muro (semiespesores izquierdo y derecho)**
3. **Empujes**
4. **Tipo de apoyo**
  - Viga de cimentación
  - Zapata corrida de cimentación
  - Con vinculación exterior (con o sin zapata)
  - Sin vinculación exterior (viga de apoyo)

Para las vigas y zapatas se definen los vuelos izquierdo y derecho y su canto, y si apoya en el terreno, el coeficiente de balasto (Winkler) y tensión admisible del terreno.

No es aconsejable la utilización de empujes del terreno, aunque el programa lo permite, debiendo asegurarse, si lo utiliza, de la resistencia de la fábrica frente a los empujes horizontales.

### 3.1.3. Utilización correcta de los muros de fábrica

La utilización de los muros de fábrica se debe hacer con prudencia, tratando que el modelo introducido se ajuste a la realidad física.

En los casos habituales de edificios, es posible utilizarlos en los que a continuación se comentan. Se aconseja seguir las siguientes recomendaciones.

#### 3.1.3.1. Forjados sanitarios

Son aquéllos que se construyen sobre el plano de cimentación a una altura pequeña ( $< 1$  metro), dejando una cámara de aire que cumple una función aislante.

Es habitual construir una zapata corrida o viga de cimentación que sustenta al muro de fábrica de pequeña altura, y que sirve de apoyo a las viguetas del forjado sanitario. Normalmente el forjado será autoportante, ya que no suele ser posible colocar sopandas o apeos ni retirarlos por la falta de espacio. Se estudian a continuación los diferentes casos posibles.

### La dirección de los muros de fábrica coincide con alineaciones de pilares de las estructura

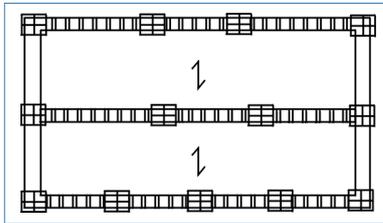


Fig. 3.2

**1. La cimentación de los pilares es por zapatas aisladas** que se calcularán con **CYPECAD** de forma conjunta. En este caso, en el que los pilares se han definido con apoyo fijo en cimentación, es decir 'con vinculación exterior', para ser compatibles hay que definir el apoyo del muro de fábrica 'con vinculación exterior' ( $\perp\!\!\!\perp$ ), con zapata corrida, fijando las dimensiones mínimas que desee.

Con ellos se consigue que la carga de los pilares no se difunda o puentee por la conexión con el muro de fábrica. Se puede comprobar consultando en Envolventes, Esfuerzos en Pilares, viendo el axil del primer tramo que deberá ser mayor o igual que el de la planta inmediata superior.

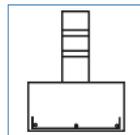


Fig. 3.3. Zapata corrida

**2. La cimentación del edificio es una losa de cimentación.**

Se aconseja lo mismo que el caso anterior, es decir, introducirla pero en este caso 'sin vinculación exterior', ya que el muro de fábrica se apoya o apea en la losa de cimentación, pero se debe introducir una viga de cimentación bajo el muro.

La viga de apoyo, que realmente quedará embebida en la losa de cimentación, se aconseja introducirla con vuelos igual a cero (sin vuelos) y como canto el canto de la losa. El módulo de balasto y la tensión del terreno también igual que la losa.

En este caso, puede darse alguna singularidad o efecto de rigidización del propio muro de fábrica con la losa, sobre todo si utiliza un muro alto o aumenta el módulo de elasticidad del muro de fábrica. Si este efecto llegara a producirse, pruebe a reducir el módulo de elasticidad del muro al mínimo ( $E=1000$ ) y verificar con un nuevo cálculo los resultados. Para poder detectar este efecto, lo que observando las armaduras y con algo de experiencia es posible, puede también sacar una copia de la obra, eliminar el forjado autoportante, sustituyendo los muros por cargas lineales sobre la losa, y calcular y comparar ambos resultados.

Dado que la cimentación es por losa, podrá obtener todos los resultados dentro del programa, así como el dibujo de los planos.

**3. La cimentación de los pilares del edificio es por vigas de cimentación, coincidentes con los muros de fábrica.**

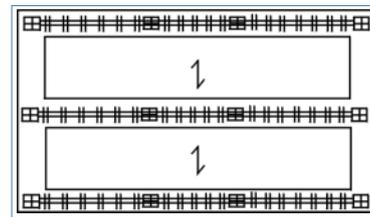


Fig. 3.4

Lo que debe hacer es calcular las reacciones del forjado sanitario como cargas lineales, e introducirlos sobre las vigas de cimentación del edificio.

Cree otra obra e introduzca solamente el forjado autoportante (y los pilares) definiéndolo 'con vinculación exterior' como se ha indicado en el punto 1.

No debe nunca definir el muro de fábrica con viga o zapata de cimentación, utilizándola como cimentación conjunta de los pilares definidos "sin vinculación exterior", pues, aunque el cálculo de tensiones pueda ser aceptable, el armado de la viga o zapata del muro de fábrica será incorrecto y además del lado de la inseguridad, con armados menores de los necesarios, debido al acoplamiento de la viga de cimentación con el muro de fábrica y el forjado sanitario, que produce un efecto "Vierendel" del conjunto, puenteándose parte de la carga del pilar por el muro de fábrica, y descargando el pilar en su base, con lo que se obtienen unos resultados que no se adaptan a la realidad física de la construcción.

#### 4. La cimentación del edificio es conjunta y mixta, con zapatas, losas y vigas de cimentación.

En este caso el problema es complejo, y se aconseja que consulte lo indicado en los apartados anteriores **1** a **3**, y el apartado **2. Losas y vigas de cimentación**.

En cualquier caso recuerde que no deben mezclarse pilares que nacen 'con vinculación exterior' y otros 'sin vinculación exterior' debido a los 'asientos diferenciales' que se pueden producir, y la implicación en los resultados del cálculo, por el empleo de un modelo inadecuado.

En esos casos puede ser interesante realizar un primer cálculo con todos los pilares "con vinculación exterior", y después introducir losas y vigas de cimentación acordes a las cargas transmitidas y las tensiones del terreno, procurando homogeneizarlas. Compruebe por último qué tensiones y asientos (desplazamientos) son compatibles y si tienen valores razonables.

**La dirección de los muros de fábrica no coincide con los pilares.** En ese caso no se tienen problemas de conexión de los muros de fábrica con los pilares.

Continúa siendo válido todo lo dicho en el caso anterior, recalcando la importancia de no mezclar elementos estructurales que se definen como apoyos 'con vinculación exterior' y 'sin vinculación exterior'.

#### 3.1.3.2. Muros de fábrica entre forjados

Si se emplean los muros de fábrica para apoyar parte de un forjado superior en otro inferior, que es lo habitual, debe recordar que lo más importante es asegurar que, por el diseño estructural que se realiza y las cargas aplicadas, realmente trabaje el muro de fábrica en compresión y transmita carga, en lugar de comportarse como un tirante, para lo cual será un elemento estructural inadecuado, como se ha indicado al en la Fig. 3.1 de este apartado.

Por ello, debe extremar el control de los resultados de las tensiones, para que el muro trabaje normalmente en compresión, y que en todo caso puedan aparecer pequeñas tracciones, en su caso despreciables, por la propia imperfección del modelo estructural utilizado.

En este punto se definen siempre como 'sin vinculación exterior', dando a la viga de apoyo los vuelos y cantos que considere oportuno.

Normalmente los vuelos serán cero, y deberá poner como canto el del forjado en el que se apoya, asegurando que esto sea así. Cuando un muro de fábrica se apoya en un forjado unidireccional, perpendicularmente a las viguetas, en teoría, repartirá la carga sobre las viguetas de forma sensiblemente proporcional.

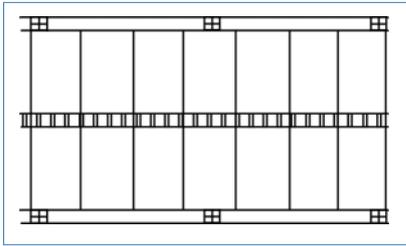


Fig. 3.5

Si la ley de momentos de las viguetas refleja la transmisión de las cargas, será como se muestra en la figura siguiente.

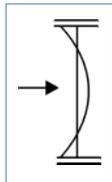


Fig. 3.6

Si, por el contrario, se produce un efecto de apoyo, significará que hay tracciones en el muro de fábrica, dándose leyes de momentos en las viguetas como sigue:

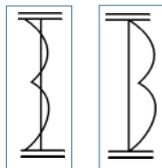


Fig. 3.7

Revise en este caso 'el porqué' de tener el muro en tracción.

También puede suceder que el muro actúe como viga-pared, si se cruzan vigas perpendiculares al muro, que se apoyará en las vigas, suspendiendo el forjado inferior:

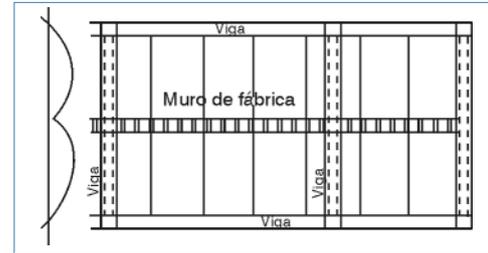


Fig. 3.8

De esta forma se invalidará el efecto de transmisión de la carga, ya que la rigidez longitudinal del muro no es real.

Por tanto, debe emplearse con prudencia entre forjados, y analizar los resultados en los elementos sustentantes y sustentados.

Dada la complejidad de las estructuras y la diversidad de casos que permite la entrada de datos del programa, se aconseja utilizarlo en los casos necesarios, controlando adecuadamente sus resultados.

La aplicación de los muros de fábrica es muy amplia, ya que puede utilizarse para estructuras de pocas alturas como paredes de carga, apoyo de losas de maquinaria de ascensores, muros de carga por retranqueos de áticos, y cualquier tipo de pared portante en el conjunto de la estructura de un edificio.

**Recuerde que, cuando un muro de fábrica se apoya en cimentación, colaborará para absorber acciones horizontales**, circunstancia inevitable, pues tienen rigidez. Luego se debe considerar este hecho, si no se quiere que esto ocurra, como puede ser el caso de forjados sanitarios y muros de fábrica de primeras plantas del edificio.

En relación con los forjados sanitarios, cuando el viento actúe en la dirección de los muros de fábrica, los pilares quedan casi empotrados al nivel de forjado sanitario, lo cual en parte es lógico.

Un caso distinto sería el que se muestra en la figura siguiente.

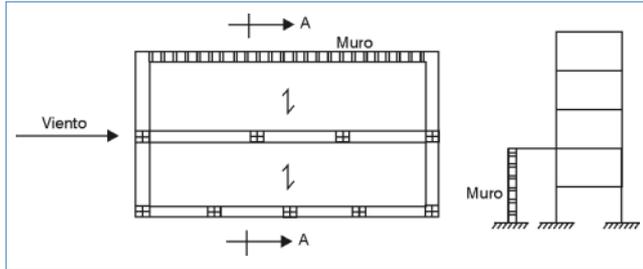


Fig. 3.9

Cuando actúe el viento, el muro de fábrica que presenta una gran rigidez en la dirección del viento, absorberá prácticamente toda la acción horizontal.

Si no desea que esto ocurra, haga un cálculo eliminando la parte de forjado y muro, colocando sus reacciones. En una copia, añada el muro y el forjado restante y calcule dicho forjado, para poder dar el plano de planta.

Es importante que tenga siempre presente la rigidez de los muros de fábrica, pues producen un efecto de arriostramiento que se debe tener en cuenta, si así se desea.

## 3.2. Muros de hormigón armado

Se pueden distinguir por su comportamiento estructural dos tipos utilizables, aunque a efectos del programa son idénticos y sólo hay un tipo, dependiendo de los datos que suministre:

- Muros de sótano de hormigón armado
- Muros portantes (pantallas) de hormigón armado

### 3.2.1. Muros de sótano de hormigón armado

Su utilización habitual es para la construcción de un muro perimetral de sótano con una doble función: resistir los empujes del terreno y soportar las cargas transmitidas por la estructura a la cimentación.

#### 3.2.1.1. Datos a introducir

Los datos a introducir son idénticos a los indicados para los muros de fábrica, sólo que sus propiedades mecánicas las determina internamente el programa, al considerarse las propiedades del hormigón armado.

En este caso, resulta imprescindible la definición de los empujes del terreno.

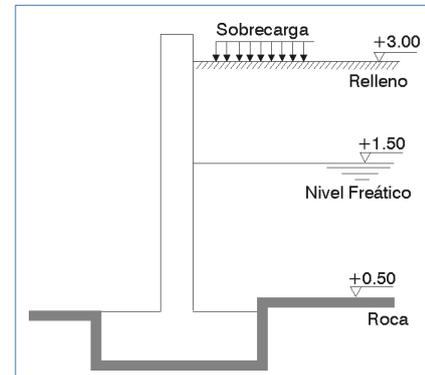


Fig. 3.10

El programa permite que puedan existir empujes en ambos paramentos del muro y asociados a hipótesis diferentes, que se tratan posteriormente mediante las combinaciones de cálculo de toda la estructura. Es aconsejable tratarla como una sobrecarga, y mejor aún como sobrecarga separada, ya que los empujes pueden actuar o no, con independencia del resto del edificio.

La definición genérica de una sección de muro con empujes podrá ser la figura 3.10. Se hacen las siguientes consideraciones:

- Se desprecia el rozamiento tierras-muro, luego la dirección del empuje es horizontal.
- Se calcula el empuje considerando el 'empuje al reposo':  $\lambda_h = 1 - \text{sen } \phi$ , ( $\phi$ : ang. roz. interno)
- Por debajo de la cota de la roca, se anulan los empujes, excepto los hidrostáticos si los hubiera.
- Se tiene en cuenta la evacuación por drenaje en la altura del relleno, por saturación o infiltración. Su efecto se considera adicionando un empuje hidrostático a la misma cota que el relleno, multiplicando su empuje por el inverso del porcentaje de evacuación por drenaje.

$$\text{Coef. empuje} = \frac{100 - \% \text{ evacuación}}{100}$$

Es decir, cuando se dice 100% de evacuación por drenaje, no existe empuje adicional, pues  $(100 - 100)/100 = 0$ , y cuando es el 0%:  $(100 - 0)/100 = 1$ , es como si el nivel freático estuviese al nivel del relleno.

- Por debajo del nivel freático, se considera el relleno con su densidad sumergida a efectos de empuje más el empuje hidrostático.
- No se considera el peso de las tierras sobre los vuelos de la zapata, ni para el cálculo de tensiones sobre el terreno, ni para el dimensionado de la misma.
- Se puede definir el relleno con un talud inclinado, indicando el ángulo del talud.
- Son definibles cargas sobre el relleno de los siguientes tipos:
  - a) carga uniforme repartida
  - b) carga en banda paralela a la coronación
  - c) carga en línea paralela a la coronación
  - d) carga puntual o concentrada en áreas reducidas (zapatas)

Se indica a continuación la formulación aplicada:

### a) Empujes producidos por una sobrecarga uniformemente repartida

Si se aplica el método de Coulomb, el empuje horizontal producido por una sobrecarga uniformemente repartida de valor  $q$  por unidad de longitud de talud vale:

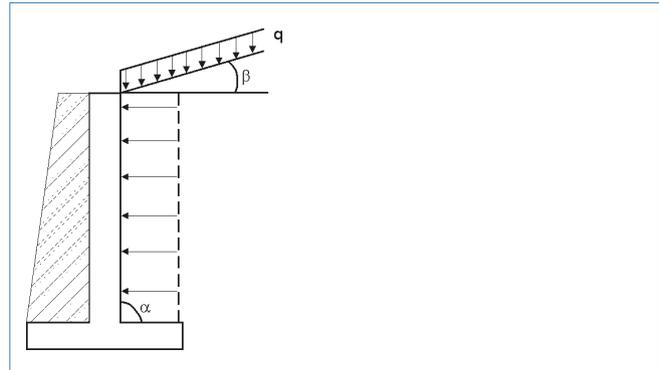


Fig. 3.11

### b) Empujes producidos por una carga en banda paralela a la coronación

El empuje horizontal que produce una sobrecarga en banda para el caso de trasdós vertical y terreno horizontal siguiendo la Teoría de la Elasticidad vale:

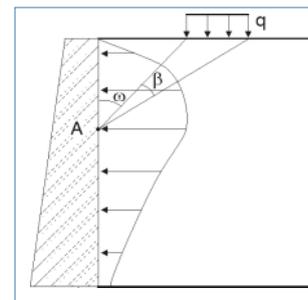


Fig. 3.12

$$p_q = \frac{2q}{\pi} [\beta - \text{sen } \beta \cos 2\omega]$$

siendo:

$p_q$ : presión horizontal

$q$ : carga en banda, por unidad de superficie

$\beta$  y  $\omega$  son los ángulos que se desprenden de la figura

### c) Empujes producidos por una carga en línea paralela a la coronación

Se ha empleado el método basado en la Teoría de la Elasticidad. El empuje horizontal que produce una sobrecarga en línea  $q$  para el caso de trasdós vertical y terreno horizontal se tiene:

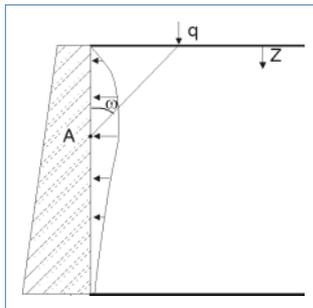


Fig. 3.13

$$p_q = \frac{q}{\pi \cdot z} \text{sen}^2 2\omega$$

### d) Empujes producidos por una carga puntual o concentrada en áreas reducidas (zapatas)

Se ha empleado el método basado en la Teoría de la Elasticidad. El empuje horizontal que produce una sobrecarga puntual para el caso de trasdós vertical y terreno horizontal se tiene:

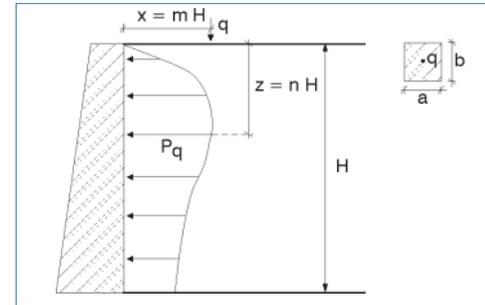


Fig. 3.14

$$\text{Si } (m < 0.4) \quad p_q = 0.28 \cdot \frac{q}{H^2} \cdot \frac{n^2}{[0.16 + n^2]^3}$$

$$\text{Si } (m \geq 0.4) \quad p_q = 1.77 \cdot \frac{q}{H^2} \cdot \frac{m^2 n^2}{[m^2 + n^2]^3}$$

### 3.2.1.2. Utilización correcta de los muros de sótano de hormigón armado

Pueden definirse en cuanto a su apoyo:

- Con vinculación exterior: solución adecuada cuando el resto de pilares de la estructura se definan así. Se puede definir zapata corrida del muro y obtener su cálculo.
- Si la solución de cimentación es una losa, puede introducir el muro sobre la losa 'sin vinculación exterior' con una viga sin vuelos, y canto igual al de la losa. Defínala como viga con los datos del terreno igual a los de la losa.
- Si todos los pilares de la estructura descansan en vigas y losas de cimentación, es decir, 'sin vinculación exterior', introduzca la zapata corrida bajo muro, para lo que debe hacer un predimensionado del ancho de la zapata. Para ello, estime el valor de la carga lineal transmitida por la estructura, sume el peso del muro y divida por la tensión admisible.

La solución de cimentación del muro puede ser viga o zapata, siendo aconsejable esta última.

También se puede calcular toda la estructura 'con vinculación exterior', y la zapata corrida bajo muro, con lo que obtendría el predimensionado de la zapata.

### 3.2.2. Muros portantes (pantallas)

Se pueden definir 'muros de sótano de hormigón armado **sin empujes**', por lo que se convierte en una pared portante, como una pantalla a efectos de resistir cargas verticales y horizontales. En realidad puede sustituir a las Pantallas que se definen en la **Entrada de pilares** del programa, siendo además más versátil, al poder unirse con pilares; estar apeada en pilares, y pilares embebidos o que nacen en cualquier nivel del muro, con dimensiones mayores o menores que el espesor del muro; unirse muros entre sí que nacen y terminan en plantas diferentes, etc.

Veamos algunos ejemplos de muros (Fig. 3.15).

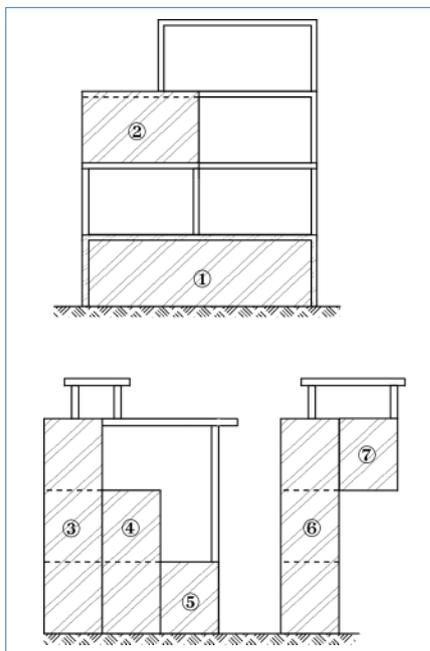


Fig. 3.15

Conviene recordar nuevamente la consideración de diafragma rígido a nivel de cada planta, por las coacciones que suponen al libre desplazamiento de los muros. Para más información consulte el apartado **13. Diafragma rígido**.

La unión de los muros y los forjados se considera en general como empotrada. Como existe la opción de coeficiente de empotramiento en bordes de paños, será posible en esos bordes de unión definir un coeficiente de empotramiento menor que 1, hasta llegar a la articulación. Para estos casos deberá disponerse en planos el correspondiente detalle constructivo que materialice el supuesto considerado.

Cuando se define un muro 'sin vinculación exterior', deben darse las dimensiones de la viga inferior en la que nace el muro.

### 3.2.3. Utilización correcta de los muros de hormigón armado

Recuerde:

- Si nace de un forjado, coloque como canto de la viga el del forjado, que será lo más normal. En algún caso puede que la viga tenga continuidad o esté en prolongación con otras vigas de la estructura, en cuyo caso debe darle las mismas dimensiones. Controle el armado de las vigas y una las armaduras precisas para dar continuidad sin solape a las armaduras, con el editor de armados de vigas.
- Un muro nunca puede nacer de una viga existente ni coincidir solapándose con otras en las plantas sucesivas que atraviesa, ni siquiera en la que termina. Aparece un mensaje que le avisa de esta circunstancia y le impide su introducción.
- Si nace de cimentación, y en lógica es alargado, la solución de zapata corrida puede ser la más adecuada, pero también puede definirla 'sin vinculación exterior', y hacer que nazca de una losa de cimentación. En este caso recuerde que debe definir una viga de vuelos ce-

ro, canto igual al de la losa; tensión admisible y coeficiente de balasto como el de la losa. No se puede apearse en una viga de cimentación existente.

En todo caso, defina la propia viga de cimentación del muro y enlace con la viga de cimentación de otras partes de la estructura.

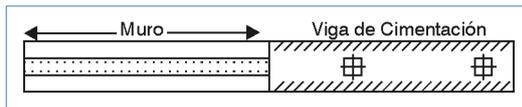


Fig. 3.16

- Recuerde lo dicho: no mezclar elementos sobre suelo elástico (sin vinculación exterior), con elementos 'con vinculación exterior'.
- La hipótesis de diafragma rígido a nivel de planta existe siempre que se introduzca forjado a nivel de la cabeza del muro y en las plantas intermedias, si lo hubiera.
- Los empujes del terreno se supone que son transmitidos a los forjados y que se absorben por los mismos como un diafragma rígido, pero no se hace ninguna comprobación ni en forjados ni en vigas a compresión o tracción. En este sentido conviene destacar y recordar lo siguiente.

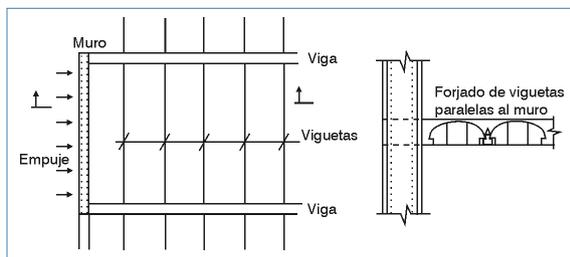


Fig. 3.17

Los forjados de viguetas, si son paralelas al muro, ofrecen una débil resistencia que debe ser absorbida por las vigas en las que se apoyan.

Si, además, las vigas quedan exentas, con huecos adosados al muro, trabajarán como codales que deben ser dimensionados a compresión.

Dado que las vigas normales se dimensionan sólo a flexión simple, deben cambiarse por 'vigas inclinadas', que sí se dimensionan a flexión compuesta. A partir de la versión 2012.a las vigas exentas se pueden desconectar del diafragma rígido y, por tanto, dimensionar a compresión. Consulte el apartado **13. Diafragma rígido**.

A partir de la versión 2012.a, si el muro está exento a nivel de planta o sólo entra en contacto con vigas exentas u otros muros, el cálculo es correcto, ya que hay una deformación del muro en el hueco prevista en el modelo de cálculo al permitir 6 grados de libertad por nodo en contacto con el hueco. En el caso de que el muro entre en contacto con algún paño a lo largo de cualquier parte de su trazado en una planta, todo el muro quedará conectado al diafragma rígido de esa planta, incluso en los tramos donde no hay paños. No obstante, el usuario puede eliminar de forma parcial la consideración de diafragma rígido. Consulte el apartado **13. Diafragma rígido** para saber en cada caso si el muro exento queda o no desconectado del diafragma rígido.

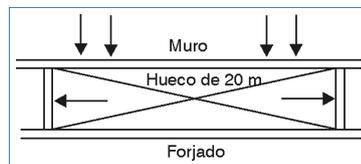


Fig. 3.18

Conviene tener siempre en cuenta todas las observaciones indicadas.

### 3.2.4. Dimensionado del muro

Se hace una distinción en cuanto a las cuantías mínimas de armadura horizontal:

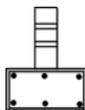
- Con empuje de tierras, lo indicado en la norma
- Sin empujes: como las pantallas

Comprobación de tensiones. Al terminar el cálculo, aparece un mensaje con las vigas o zapatas que superan la tensión, ya sea porque la media sea mayor que la tensión admisible del terreno o que la máxima en borde supere en un 25% la tensión del terreno. Si todo cumple no se emite ningún mensaje.

### 3.2.5. Dimensionado de la cimentación

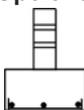
Se pueden definir de dos maneras diferentes.

- **Como viga de cimentación**



Si así se define, se dimensiona exactamente igual que las vigas de cimentación (a flexión simple).

Las cuantías mínimas, como elemento de cimentación serán las indicadas en **Opciones** para losas de cimentación.



- **Como zapata corrida**

Consulte el apartado **4.4. Zapata corrida bajo muro** de esta memoria.

## 3.3. Consejos prácticos para el cálculo de muros de sótano de hormigón armado en edificios

Lea el contenido del mensaje que aparece por pantalla cuando pulse **Entrar muro**, pues, en muchos casos, seguir el consejo que se indica puede ser más rápido y efectivo. Utilice la opción **Artic./Desc.** que permite desconectar los 'apoyos en muro' de los pilares, sin necesidad de introducir los muros de sótano. En este caso recuerde que las cargas del forjado transmitidas al apoyo en muro no se transmiten a los pilares; y si utiliza posteriormente el programa **Muros de sótano** de **Elementos estructurales** de una planta, la debe sumar a la repartida por los pilares.

Consulte el ejemplo del Manual de dicho programa.

Recuerde no introducir estructuras cuyo modelo sea incoherente con el comportamiento real del edificio.

Destacamos lo más importante de lo dicho, para edificios con forjados unidireccionales y cimentación por zapatas aisladas con muro perimetral de sótano, que es la tipología habitual en estructuras de edificación.

Aquí surge el primer problema que debe tener siempre presente:

**A.** Si introduce los pilares interiores 'con vinculación exterior' para calcularlos como **zapatas aisladas** con **CYPECAD**, el muro de sótano se debe definir 'con vinculación exterior' para que no asiente el perímetro respecto al resto de los apoyos. Define zapata corrida para el muro.

**B.** Si los pilares interiores son 'sin vinculación exterior' arrancarán en vigas o losas de cimentación, en cuyo caso, la cimentación del muro se puede definir sobre zapata corrida, o viga sobre suelo elástico (sin vinculación exterior).

Si todos los pilares se cimentan en una losa continua que abarca hasta el muro perimetral, puede definir bajo el muro una viga de cimentación sin vuelos ( $izq = der = 0$ ), el mismo canto de la losa, y el mismo coeficiente de balasto.

Terminado el cálculo y para obtener los planos debe proceder de la siguiente manera:

- Obtener el plano del muro. En la sección del muro, en el arranque se indica 'Ver plano de vigas', que debe cambiar por 'Ver plano de losa de cimentación'.

Las esperas son válidas. Si ha dibujado el plano de vigas del Grupo 0 (cimentación donde normalmente se encuentra la losa), elimine esas vigas bajo el muro o simplemente no dibuje ese plano.

- Obtenga los planos de la losa de cimentación, con la configuración de planos y armados que habitualmente utilice, y añada el detalle constructivo 'Arranque de muro en losa de cimentación, CCM013', así como todos aquellos que considere adecuados a las condiciones reales del proyecto, encuentro con forjados, coronación, etc.

**C.** Es habitual disponer vigas centradoras perpendiculares al muro de sótano, y aconsejable su utilización, cuando toda la cimentación es 'con vinculación exterior'. Puede hacerlo con la zapata del muro.

- Para obtener el plano de planta de la cimentación formada por los muros de sótano, y las zapatas y correas, tendrá que obtener los planos:
- Planos de Planta Grupo 0 (en **CYPECAD**) en formato DXF (o en el grupo que se haya definido).
- Plano de alzado de muros (en CYPECAD).

Complete los planos con los detalles constructivos pertinentes de la **Biblioteca de Detalles**.

### 3.3.1. Revisión de los resultados de cálculo del muro

Terminado el cálculo debe proceder a revisar la zapata del muro en su caso, y el alzado del muro. Es posible que le aparezcan en el informe final de errores del cálculo dos tipos de mensajes relativos a las tensiones transmitidas por la zapata al terreno, indicando que se ha superado la tensión admisible del terreno, o en borde en un 25%, indicándose el grupo, pórtico y viga en el que se produce, así como el valor  $s$  de la tensión transmitida.

Puede hacer lo siguiente:

- Sitúese en el grupo indicado, que normalmente será el Grupo 0, si introdujo la cimentación en ese nivel.
- Pulse **Alineaciones > Ver alineaciones**, y teclee el número del pórtico que desea revisar, se pondrá en rojo brillante.

Esta viga de cimentación será la que debe modificar para que cumpla tensión. Para ello puede aplicar una sencilla regla:

Sea  $B$  el ancho actual de la viga, el nuevo ancho  $B'$  debería ser igual a:

$$B' = B \cdot \frac{\sigma}{\sigma_{adm}}$$

Ejemplo:  $B = 0.60$ ,  $\sigma_{adm} = 20 \text{ T/m}^2$ ,  $s = 22.5 \text{ T/m}^2$

$$B' = 0.60 \cdot \frac{22.5}{20} = 0.675 \text{ m} \Rightarrow \text{se adopta } B' = 0.70 \text{ m}$$

Para corregir dicho valor, debe decidir si además mantiene el canto o lo va a aumentar también:

- Si no aumenta canto. Vaya al comando **Errores**, en el campo de ancho, introduzca el nuevo valor (70), pulsando **Corregir**. Pulse **Aceptar**.
- Si aumenta el canto. Mediante el comando **Editar** seleccione el muro, y en los datos de la zapata aumente el vuelo en 10 cm y el canto al valor que desee. Pulse **Aceptar**.

Aparecerá un mensaje informativo. Recuerde que es muy importante leer todos los mensajes.

Seguidamente decida entre recalcular la obra o rearmar.

Si decide rearmar, vaya a **Calcular > Rearmar pórticos** con cambios y se obtendrá un nuevo armado y la comprobación de tensiones. Si no cumple, lo volverá a indicar en el informe final, repitiéndose el proceso de ajuste de la zapata.

Una vez encajado en tensiones, proceda a revisar el armado de la viga de cimentación. Sitúese en el grupo de cimentación, pulse el comando **Vigas/muros** y la viga a consultar. También puede consultar el armado y modificarlo.

Revisada la viga, debe también analizar el alzado del muro. Para ello sitúese en algún grupo donde se encuentre el muro, diferente del grupo de cimentación, y con el comando **Vigas/muros** pulse en el muro a revisar. Se abrirá el

diálogo **Edición de armado** del muro correspondiente. Para más información sobre su uso consulte la ayuda del programa **Armado de muros**.

Puede modificar espesores, en cuyo caso recuerde que puede afectar a los resultados del cálculo siendo necesario el recálculo de la obra si las variaciones son grandes.

También puede modificar armados; se pondrán en color rojo cuando no cumplen.

En el diálogo **Edición de armado** aparece el botón **Factor de cumplimiento**, púlselo y lea su explicación. Éste es un parámetro de gran utilidad:

*Cuando se calcula el armado, se dispone de manera que en todos los puntos (nodos de la malla de elementos finitos) del alzado del muro se supere el % de cumplimiento del armado del valor indicado. Como los esfuerzos varían en los distintos puntos, ya sea por los empujes, o por las cargas transmitidas por vigas, forjado y pilares, se producen concentraciones de esfuerzos que son mayores en determinadas zonas críticas, como es el encuentro con el forjado (que es muy rígido, por la hipótesis de diafragma horizontal), en el arranque o intersección con otros muros. Al tener que colocar una armadura envolvente que cubra estos 'picos de esfuerzos', es posible que esté penalizando el armado general al colocar más de lo necesario en la mayor parte del muro.*

Por ejemplo, suponga que el armado vertical de un muro en una cara resulta  $\varnothing 20$  a 10 cm, cuando, por nuestra experiencia en obras similares, basta con un  $\varnothing 12$  a 20 cm. Para ello, sitúese en el armado y modifíquelo a ese valor. Se comprobará de forma automática dicho armado.

Es posible que no cumpla en algún punto. El programa lo indica mostrando en color **rojo** la armadura. Aparecen rectángulos sombreados en **rojo** en los puntos del alzado donde no cumple y, en la parte inferior, el Estado de no

cumple y un valor % del Factor de Cumplimiento. Este valor indica en % el área del muro que cumple respecto a la total.

Suponga en este ejemplo que el valor es el 87%, lo cual significa que el 13% representa el área rayada en rojo que no cumple.

El programa dispone de una opción que permite fijar a priori el Factor de Cumplimiento (consulte **Datos obras, Por posición, Opciones de pilares**), por defecto el 90%, ya que por la propia discretización es normal que existan pequeños picos, y es razonable que si la armadura a colocar cubre al menos el 90% de la superficie, se obtengan unos resultados lógicos y previsibles.

Volviendo al ejemplo, aunque no se ha llegado al 90% (el valor es el 87%) no parece lógico disponer  $\varnothing 20$  a 10 cm, cuando con  $\varnothing 12$  a 20 cm se cubre el 87% del muro cumpliendo dicha armadura. Parece más correcto que, en todo caso, se analice la causa de ese pico de tensiones. En el rectángulo **rojo** que no cumple puede arrancar un pilar, por lo que es normal una concentración de tensiones locales que, con la armadura de espera dispuesta para el pilar, se cubra dicho exceso de armado necesario.

Para verificarlo pulse el botón **Ver esfuerzos**, cambiará a color **amarillo**. Pinche sobre la zona rayada y aparecerá para cada dirección de armado el Factor de Cuantía (si es mayor que 1 indica que es necesario refuerzo) y el incremento de armado, adicional a colocar como refuerzo en dicha zona. Si decide colocarlo, deberá hacer un detalle constructivo e indicarlo en el plano de alzado de muros.

A veces es mínimo el refuerzo a colocar. Por ejemplo, si el Armado vertical derecho indica un valor de  $\varnothing 6$  a 25 cm, en un punto como el comentado, no merece la pena colocarlo. En cada caso habrá que valorarlo.

Pulse **Terminar de ver refuerzos** para recuperar el control sobre el armado.

También es posible que exija un Factor de Cumplimiento menor, para ello pulse **F. Cumplimiento** y reduzca al 80%. Pulse **Aceptar** y a continuación el botón **Redimensionar**. Observe que se puede obtener un menor armado, por ejemplo  $\varnothing 10$  a 20 cm, y que se indica el Factor de Cumplimiento (para este ejemplo 81.3%). Además aparece un punto más que no cumple.

Proceda como se ha señalado anteriormente, revisando esfuerzos. Finalmente adopte la decisión que encuentre más oportuna dejando el armado que considere razonable para el global del alzado del muro y, en su caso, los refuerzos locales adicionales pertinentes.

Nuestra experiencia de cálculo nos indica que cuando los puntos pertenecen al borde de la malla, en encuentro con forjados o pilares y de forma puntual o muy localizada, es suficiente con un Factor de Cumplimiento en torno al 90% ( $\pm 5\%$ ).

Otro caso que también puede ocurrir con cierta frecuencia es la aparición de Armado Transversal, lo cual no es habitual para armados inferiores a  $\varnothing 12$ . Si fuese mayor a este valor es normal colocar armado transversal, que en definitiva son ramas de atado entre las armaduras de las caras para coartar el pandeo de las barras, que es conveniente si el muro está fuertemente comprimido.

Si aparece como resultado del cálculo y el armado no tiene grandes calibres, puede eliminarlo colocando '0' en el nú-

mero de ramas y comprobando el Factor de Cumplimiento, los refuerzos necesarios, y en qué puntos se produce.

Como se ha indicado antes, si se produce en las zonas críticas mencionadas no es razonable colocar ramas de atado transversal en todo el muro, por lo que deje el valor '0' en número de ramas.

También es posible colocar ramas de atado transversal. Aunque no sea necesario por cálculo, nuestra experiencia nos aconseja colocarlo por montaje y seguridad frente al pandeo local de las barras.

Una vez que haya modificado una planta, si hay más de un sótano revise todas procurando armonizar diámetro y separaciones para que los solapes sean más lógicos. Aunque no es obligatorio facilita su puesta en obra.

Por último, recuerde que si modifica armados y quiere recuperar el resultado del cálculo pulsando **Redimensionar** los obtendrá de nuevo, pero perderá las modificaciones y se recalculará con el último Factor de Cumplimiento actual para ese muro.

## 4. Cimentaciones aisladas

En el presente apartado se indican las consideraciones generales tenidas en cuenta para la comprobación y dimensionado de los elementos de cimentación definibles en **CYPECAD** bajo soportes verticales del edificio definidos 'con vinculación exterior'.

Recuerde que puede calcular secuencialmente con el resto de la estructura o de forma independiente. Como son elementos 'con vinculación exterior', la cimentación se calcula después y a partir de las reacciones en estos apoyos. Puesto que pueden calcularse de forma independiente, no olvide que puede hacer modificaciones en la estructura sin que ello implique afectar a la cimentación, aunque sus reacciones pueden variar.

También es posible utilizarla como un editor, por lo que podrá introducir elementos de cimentación sin calcular, y obtener planos y mediciones.

### 4.1. Cimentaciones aisladas

En la versión 2011 se efectuaron cambios en el cálculo de los esfuerzos de las cimentaciones "con vinculación exterior", tanto para zapatas y encepados como para sus vigas de atado y centradoras.

El cálculo en esa versión puede diferir con respecto a versiones anteriores: una vez obtenidas las reacciones en los apoyos de los elementos de soporte de la estructura (pilares, pantallas y muros), se crea un modelo con todos los elementos de cimentación "con vinculación exterior" y sus vigas, representado por su matriz de rigidez. La matriz de rigidez junto con las hipótesis definidas como acciones sobre la cimentación (reacciones obtenidas), se resuelve por

métodos frontales para obtener los desplazamientos y los esfuerzos en todos los elementos, con lo que se consigue que las rigideces de todos ellos intervengan e interaccionen entre sí.

El proceso de cálculo es iterativo y se parte de las dimensiones iniciales de cada elemento. En la primera iteración se establecen las siguientes consideraciones para determinar la rigidez y vinculación de cada tipo de elemento:

- **Zapata aislada o encepado sobre pilotes**

Se considera como un sólido rígido con un apoyo en el centro, cuya vinculación en cada dirección puede ser un apoyo articulado si le llega una viga centradora, o empotrado si le llega una viga de atado o ninguna viga.

- **Zapata corrida bajo muro**

Se define como un sólido rígido con un apoyo en su centro que, en el sentido transversal, se considera articulado si le llegan vigas centradoras y/u otros muros, y, en el sentido longitudinal, empotrado.

- **Viga de atado**

Se considera como una barra con sus dimensiones y sus extremos articulados que llegan hasta el eje que pasa por el centro del elemento al que arriostran.

- **Viga centradora**

Se considera como una barra con sus dimensiones. Sus extremos se empotran en el borde del elemento al que centra en los siguientes casos:

- Zapatas medianeras, de esquina, y en los encepados de uno y dos pilotes, en las direcciones que necesita centrar.
- Cuando el usuario marque el centrado manualmente.

Los extremos de las vigas centradoras se articulan en los siguientes casos:

- Zapatas centradas o encepados de tres o más pilotes.
- Zapatas medianeras, de esquina, y en los encepados de uno y dos pilotes, en las direcciones que no necesita centrar.
- Cuando el usuario desactive el centrado manualmente.

Por tanto, la vinculación de los extremos es modificable por el usuario y, al igual que sucede con las vigas de atado, los extremos llegan hasta el eje que pasa por el centro del elemento al que se une.

- **Muros perimetrales y vigas centradoras que acometen transversalmente a una zapata corrida bajo muro**

Esta conjunción de elementos son un caso especial, aunque habitual en edificación. Se puede observar en la siguiente figura.

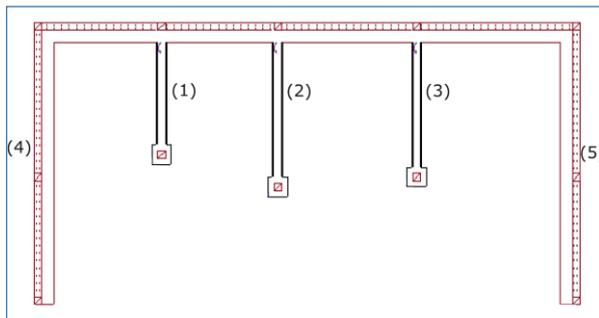


Fig. 4.1

Dada la gran rigidez que presentan los muros perimetrales transversales (4) y (5), su efecto sería enorme comparado con las vigas (1), (2) y (3), por lo que se ha optado por realizar una simplificación, de manera que se reparta el efecto de centrado a partes iguales entre

todos los elementos que acometen transversalmente, promediando las rigideces de las vigas centradoras y asignando esa rigidez media a todos los elementos que centran, incluidos los muros, de manera que todos ellos contribuyen de manera equilibrada y equitativa.

Para obtener un análisis afinado se debería recurrir a considerar la interacción suelo-estructura y a un modelo adecuado del terreno, pero dada la complejidad de dicho análisis, resulta razonable recurrir a la simplificación mencionada, ya que además se está considerando la zapata rígida y que no recibe torsiones.

El programa realiza más o menos iteraciones dependiendo de la opción elegida por el usuario:

- **Dimensionamiento rápido**

Una vez realizada la primera iteración, se dimensionan las zapatas y encepados con los esfuerzos obtenidos, realizándose una segunda iteración de cálculo y volviendo a dimensionar los elementos, incluidas las vigas. Con esta última geometría se hace un tercer y último cálculo y se comprueban todos los elementos, con la posibilidad de que quede algún elemento que no cumpla.

- **Dimensionamiento completo**

Tras la primera iteración, se seguiría iterando hasta tratar de conseguir que cumplan todos los elementos, salvo que se llegue a los límites máximos de dimensiones permitidos para cada elemento, en cuyo caso algunos no cumplirían.

## 4.2. Módulo Cálculo avanzado de cimentaciones superficiales

Además de lo citado anteriormente, se pueden obtener prestaciones adicionales con el módulo Cálculo avanzado de cimentaciones superficiales:

- Es posible definir vigas entre otras vigas, lo que se suele llamar embrochalamiento.
- Se pueden aplicar cargas lineales, puntuales y superficiales sobre los elementos de cimentación, que se tienen en cuenta para el dimensionamiento de todos los elementos.
- Las cargas definidas en el grupo de cimentación, cargas muertas y sobrecarga de uso general, se aplican sobre la superficie de los elementos.
- Las escaleras que nacen del grupo de cimentación, aplican sus cargas, tanto las del arranque como las de sus muretes de apoyo intermedios sobre los elementos de cimentación.
- Es posible definir límites de contorno a las zapatas de cimentación, de manera que pueden tener una forma poligonal, dimensionándose las mismas con esa forma en su base de apoyo y colocando un despiece de armadura adaptado a su contorno.

En cuanto al dimensionamiento de los elementos, se mantienen los mismos criterios que en versiones anteriores, tal como se expone a continuación.

### 4.3. Zapatas aisladas

**CYPECAD** efectúa el cálculo de zapatas de hormigón armado, y en masa (consulte el apartado **4.9. Zapatas de hormigón en masa** de este manual). Siendo el tipo de zapatas a resolver los siguientes:

- Zapatas de canto constante
- Zapatas de canto variable o piramidales

En planta se clasifican en:

- Cuadradas
- Rectangulares centradas

- Rectangulares excéntricas (caso particular: medianeras y de esquina)

Cada zapata puede cimentar un número ilimitado de soportes (pilares, pantallas y muros) en cualquier posición.

Las cargas transmitidas por los soportes se transportan al centro de la zapata obteniendo su resultante. Los esfuerzos transmitidos pueden ser:

N: axil  
 $M_x$ : momento x  
 $M_y$ : momento y  
 $Q_x$ : cortante x  
 $Q_y$ : cortante y  
 T: torsor

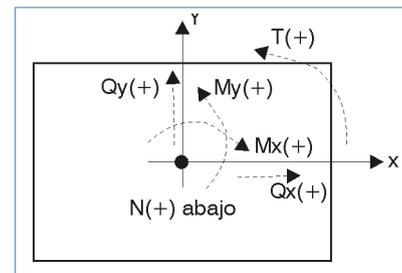


Fig. 4.2

Las hipótesis consideradas pueden ser: Peso propio, Sobrecarga, Viento, Nieve y Sismo.

Los estados a comprobar son:

- Tensiones sobre el terreno
- Equilibrio
- Hormigón (flexión y cortante)

Se puede realizar un dimensionado a partir de las dimensiones por defecto definidas en las opciones del programa, o de unas dimensiones dadas.

También se puede simplemente obtener el armado a partir de una geometría determinada.

La comprobación consiste en verificar los aspectos normativos de la geometría y armado de una zapata.

### 4.3.1. Tensiones sobre el terreno

Se supone una ley de deformación plana para la zapata, por lo que se obtendrán, en función de los esfuerzos, unas leyes de tensiones sobre el terreno de forma trapecial. No se admiten tracciones, por lo que, cuando la resultante se salga del núcleo central, aparecerán zonas sin tensión.

La resultante debe quedar dentro de la zapata, pues si no es así no habría equilibrio. Se considera el peso propio de la zapata.

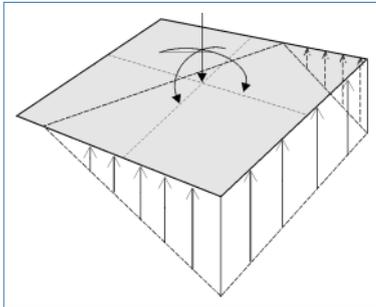


Fig. 4.3

Se comprueba que:

- La tensión media no supere la del terreno.
- La tensión máxima en borde no supere a la del terreno definida para cada situación incrementada en el tanto por ciento (%) indicado para las combinaciones:
  - gravitatoria: 25 %
  - con viento: 25 %
  - con sismo: 25 %

Estos valores son opcionales y modificables. En **Datos generales** se puede definir tensiones distintas para situaciones persistentes y transitorias que para situaciones accidentales y sísmicas.

### 4.3.2. Estados de equilibrio

Aplicando las combinaciones de estado límite correspondientes, se comprueba que la resultante queda dentro de la zapata.

El exceso respecto al coeficiente de seguridad se expresa mediante el concepto % de reserva de seguridad:

$$\left( \frac{0.5 \cdot \text{ancho zapata}}{\text{excentricidad resultante}} - 1 \right) \cdot 100$$

Si es cero, el equilibrio es el estricto, y si es grande indica que se encuentra muy del lado de la seguridad respecto al equilibrio.

### 4.3.3. Estados de hormigón

Se debe verificar la flexión de la zapata y las tensiones tangenciales.

#### 4.3.3.1. Momentos flectores

En el caso de pilar único, se comprueba con la sección de referencia situada a 0.15 la dimensión el pilar hacia su interior.

Si hay varios soportes, se hace un barrido calculando momentos en muchas secciones a lo largo de toda la zapata. Se efectúa en ambas direcciones x e y, con pilares metálicos y placa de anclaje, en el punto medio entre borde de placa y perfil.

#### 4.3.3.2. Cortantes

La sección de referencia se sitúa a un canto útil de los bordes del soporte. Si hay varios podrían solaparse las secciones por proximidad, emitiéndose un aviso.

#### 4.3.3.3. Anclaje de las armaduras

Se comprueba el anclaje en sus extremos de las armaduras, colocando las patillas correspondientes en su caso, y según su posición.

#### 4.3.3.4. Cantos mínimos

Se comprueba el canto mínimo que especifique la norma.

#### 4.3.3.5. Separación de armaduras

Se comprueba las separaciones mínimas entre armaduras de la norma, que en caso de dimensionamiento se toma un mínimo práctico de 10 cm.

#### 4.3.3.6. Cuantías mínimas y máximas

Se comprueba el cumplimiento de las cuantías mínimas, mecánicas y geométricas que especifique la norma.

#### 4.3.3.7. Diámetros mínimos

Se comprueba que el diámetro sea al menos los mínimos indicados en la norma.

#### 4.3.3.8. Dimensionamiento

El dimensionamiento a flexión obliga a disponer cantos para que no sea necesaria armadura de compresión.

El dimensionamiento a cortante, igualmente, para no tener que colocar refuerzo transversal.

#### 4.3.3.9. Comprobación a compresión oblicua

Se realiza en el borde de apoyo, no permitiendo superar la tensión en el hormigón por rotura a compresión oblicua. Dependiendo del tipo de soporte, se pondera el axil del soporte por:

- Soportes interiores: 1.15
- Soportes medianeros: 1.4
- Soporte esquina: 1.5

Para tener en cuenta el efecto de la excentricidad de las cargas.

Se dimensionan zapatas rígidas siempre, aunque en comprobación solamente se avisa de su no cumplimiento en su caso (vuelo/canto  $\leq 2$ ).

En dimensionamiento de zapatas de varios soportes, se limita la esbeltez a 8, siendo la esbeltez la relación entre la luz entre soportes dividido por el canto de la zapata. Se dispone de unas opciones de dimensionamiento de manera que el usuario pueda escoger la forma de crecimiento de la zapata, o fijando alguna dimensión, en función del tipo de zapata. Los resultados lógicamente pueden ser diferentes según la opción seleccionada.

Cuando la ley de tensiones no ocupe toda la zapata, pueden aparecer tracciones en la cara superior por el peso de la zapata en voladizo, colocándose una armadura superior si fuese necesario.

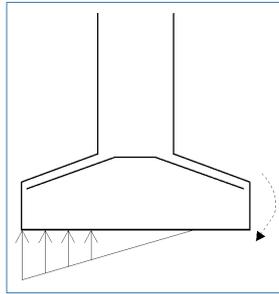


Fig. 4.4

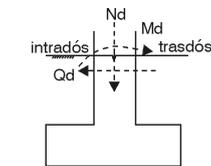
#### 4.4. Zapata corrida bajo muro

El programa calcula zapatas corridas de hormigón armado bajo muro.

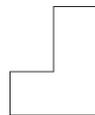
Este tipo de zapata corrida bajo muro se puede utilizar en muros de contención y muros de sótano de edificios o muros portantes.

Hay tres tipos de zapatas:

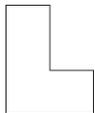
- con vuelos a ambos lados:



- con vuelo a la izquierda:



- con vuelo a la derecha



Se utiliza como cimentación de muros de hormigón armado y muros de fábrica.

La geometría se define en la entrada de datos del muro.

Se dimensiona y comprueba de la misma forma que las zapatas rectangulares (consúltelo en el apartado **Zapatas aisladas**), por tanto tiene sus mismas posibilidades (inclusión de pilares próximos en la misma) y sus mismos condicionantes.

La única diferencia radica en la forma de aplicar las cargas.

Mientras que en un pilar las cargas se aplican en su centro-eje geométrico, ya sea cuadrado o rectangular alargado, en un muro se convierte en una ley de cargas a lo largo del muro de forma discreta. Es como convertir una resultante en una ley de tensiones aplicadas a lo largo de la base del muro, discretizada en escalones que internamente realiza el programa según sus dimensiones.

De una forma sencilla, expresándolo gráficamente:

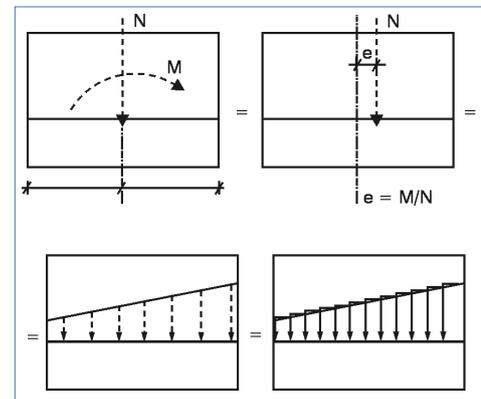
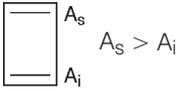


Fig. 4.5

## 4.5. Vigas centradoras

El programa calcula vigas centradoras de hormigón armado entre cimentaciones.

Las vigas centradoras se utilizan para el centrado de zapatas y encepados. Existen dos tipos:

- momentos negativos:   $A_s > A_i$
- momentos positivos:  armado simétrico

Existen unas tablas de armado para cada tipo, definibles y modificables.

Los esfuerzos sobre las vigas centradoras son:

- Momentos y cortantes necesarios para su efecto de centrado.
- No admite cargas sobre ella, ni se considera su peso propio. Se supone que las transmiten al terreno sin sufrir esfuerzos.
- Cuando a una zapata o encepado llegan varias vigas centradoras, el esfuerzo que recibe cada una de ellas es proporcional a su rigidez.
- Pueden recibir esfuerzos sólo por un extremo o por ambos.

Si su longitud es menor de 25 cm, se emite un aviso de viga corta.

Existe una tabla de armado para cada tipo, comprobándose su cumplimiento para los esfuerzos a la que se encuentra sometida.

Se realizan las siguientes comprobaciones:

- diámetro mínimo de la armadura longitudinal

- diámetro mínimo de la armadura transversal
- cuantía geométrica mínima de tracción
- cuantía mecánica mínima (se acepta reducción)
- cuantía máxima de armadura longitudinal
- separación mínima entre armaduras longitudinales
- separación mínima entre cercos
- separación máxima de la armadura longitudinal
- separación máxima de cercos
- ancho mínimo de vigas ( $\geq 1/20$  luz)
- canto mínimo de vigas ( $\geq 1/12$  luz)
- comprobación a fisuración (0.3 mm)
- longitud anclaje armadura superior
- longitud anclaje armadura de piel
- longitud anclaje armadura inferior
- comprobación a flexión (no tener armadura de compresión)
- comprobación a cortante (hormigón + estribos resisten el cortante)

Se admite una cierta tolerancia en el ángulo de desvío de la viga centradora cuando entra por el borde de la zapata ( $15^\circ$ ).

Existe una opción que permite fijar una cuantía geométrica mínima de tracción.

Hay unos criterios para disponer la viga respecto a la zapata, en función el canto relativo entre ambos elementos, enrasándola por la cara superior o inferior.

Para todas las comprobaciones y dimensionado se utilizan las combinaciones de vigas centradoras como elemento de hormigón armado, excepto para fisuración que se utilizan las de tensiones sobre el terreno.

## 4.6. Vigas de atado

El programa calcula vigas de atado entre cimentaciones de hormigón armado.

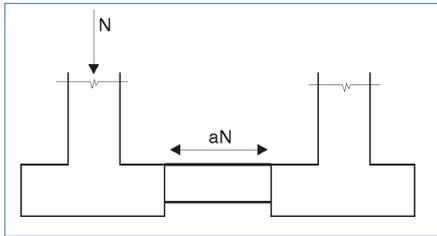


Fig. 4.6

Las vigas de atado sirven para arriostrar las zapatas, absorbiendo los esfuerzos horizontales por la acción del sismo.

A partir del axil máximo, se multiplica por la aceleración sísmica de cálculo 'a' (no menor que 0.05), y estos esfuerzos se consideran de tracción y compresión ( $a \cdot N$ ).

De forma opcional se dimensionan a flexión para una carga uniforme  $p$  (1 T/ml ó 10 kN/ml) producida por la compactación de las tierras y solera superior. Se dimensionan para un momento  $pl^2/12$  positivo y negativo y un cortante  $pl/2$ , siendo  $l$  la luz de la viga.

Para el dimensionado se utilizan las combinaciones llamadas de Vigas centradoras como elemento de hormigón armado.

Se utilizan unas tablas de armado con armado simétrico en las caras.

Se hacen las siguientes comprobaciones:

- diámetro mínimo de la armadura longitudinal
- diámetro mínimo de la armadura transversal
- cuantía geométrica mínima de la armadura de tracción (si se ha activado la carga de compactación)

- cuantía geométrica mínima de la armadura de compresión (si se ha activado la carga de compactación)
- armadura mecánica mínima
- separación mínima entre armaduras longitudinales
- separación máxima entre armaduras longitudinales
- separación mínima entre cercos
- separación máxima entre cercos
- ancho mínimo de vigas (1/20 luz)
- canto mínimo de vigas (1/12 luz)
- fisuración (0.3 mm, no considerando el sismo)
- longitud de anclaje armadura superior
- longitud de anclaje armadura piel
- longitud de anclaje armadura inferior
- comprobación a cortante (sólo con carga de compactación)
- comprobación a flexión (sólo con carga de compactación)
- comprobación a axil

Existen opciones para extender el estribado hasta la cara de la zapata o hasta el soporte.

También son opcionales la posición de la viga con enrase superior o inferior con la zapata en función de sus cantos relativos.

## 4.7. Encepados (sobre pilotes)

El programa calcula encepados de hormigón armado sobre pilotes de sección cuadrada o circular de acuerdo a las siguientes tipologías:

- Encepado de 1 pilote. (A)
- Encepado de 2 pilotes. (B)
- Encepado de 3 pilotes. (C)

- Encepado de 4 pilotes. (D)
- Encepado lineal. Puede elegir el número de pilotes. Por defecto son 3. (B)
- Encepado rectangular. Puede elegir el número de pilotes. Por defecto son 9. (D)
- Encepado rectangular sobre 5 pilotes (uno central). (D)
- Encepado pentagonal sobre 5 pilotes. (C)
- Encepado pentagonal sobre 6 pilotes. (C)
- Encepado hexagonal sobre 6 pilotes. (C)
- Encepado hexagonal sobre 7 pilotes (uno central) (C)

**NOTA:** Con **CYPECAD** es posible definir varios soportes sobre un mismo encepado, pero no olvide que obtiene la resultante y con ella se comprueba.

#### 4.7.1. Criterios de cálculo

Los encepados tipo A se basan en el modelo de cargas concentradas sobre macizos. Se arman con cercos verticales y horizontales (opcionalmente con diagonales).

Los encepados tipo B se basan en modelos de bielas y tirantes. Se arman como vigas, con armadura longitudinal inferior, superior y piel, además de cercos verticales.

Los encepados tipo C se basan en modelos de bielas y tirantes. Se pueden armar con vigas laterales, diagonales, parrillas inferiores y superiores, y armadura perimetral de zunchado.

Los encepados tipo D se basan en modelos de bielas y tirantes. Se pueden armar con vigas laterales, diagonales (salvo el rectangular), parrillas inferiores y superiores.

Cualquier encepado se puede comprobar o dimensionar.

La comprobación consiste en verificar los aspectos geométricos y mecánicos con unas dimensiones y armadura dadas. Pueden definirse o no cargas. El dimensionado necesita cargas, y a partir de unas dimensiones mínimas que toma el programa (dimensionado completo) o de unas dimensiones iniciales que aporta el usuario (dimensiones mínimas), se obtiene (si es posible) una geometría y armaduras de acuerdo a la norma y opciones definidas.

Siendo la norma EHE la que mayor información y análisis suministra para el cálculo de encepados se ha adoptado como norma básica para los encepados, siempre rígidos, y en aquellos casos en los que ha sido posible, para otras normas tales como la ACI-318/95, CIRSOC, NB-1, EH-91, bibliografía técnica como el libro de 'Estructuras de cimentación' de Marcelo da Cunha Moraes, y criterios de **CYPE Ingenieros**; se han aplicado dichos principios. En los listados de comprobación se hace referencia a la norma aplicada y artículos.

#### 4.7.2. Criterio de signos

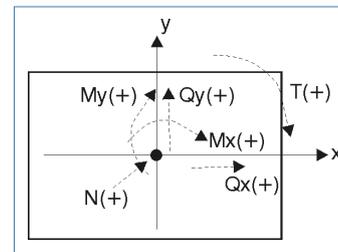


Fig. 4.7

#### 4.7.3. Consideraciones de cálculo y geometría

Al definir un encepado, necesita también indicar los pilotes, tipo, número y posición. Es un dato del pilote su capacidad portante, es decir, la carga de servicio que es capaz de soportar (sin mayorar).

Previamente será necesario calcular la carga que reciben los pilotes, que serán el resultado de considerar el peso propio del encepado, las acciones exteriores y la aplicación de la fórmula clásica de Navier:

$$P_i = \frac{N}{n^\circ \text{ pilotes}} + M_x \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} + M_y \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2}$$

con las combinaciones de tensiones sobre el terreno.

El pilote más cargado se compara en su capacidad portante y si la supera se emite un aviso.

Cuando se define un pilote, se pide la distancia mínima entre pilotes. Este dato lo debe proporcionar el usuario (valor por defecto 1.00 m) en función del tipo de pilote, diámetro, terreno, etc.

Al definir un encepado de más de un pilote, debe definir las distancias entre ejes de pilotes (1.00 m por defecto). Se comprueba que dicha distancia sea superior a la distancia mínima.

La comprobación y dimensionado de pilotes se basa en la carga máxima del pilote más cargado aplicando las combinaciones de Hormigón seleccionadas a las cargas por hipótesis definidas.

Si quiere que todos los encepados de una misma tipología tengan una geometría y armado tipificado para un mismo tipo de pilote, dispone de una opción en encepados, que se llama **Cargas por pilote**, que al activarla permite unificar los encepados, de manera que pueda dimensionar el encepado para la capacidad portante del pilote.

En este caso defina un coeficiente de mayoración de la capacidad portante (coeficiente de seguridad para considerarlo como una combinación más) denominado **Coficiente de Aprovechamiento del Pilote** (1.5 por defecto).

Si no quiere considerar toda la capacidad portante del pilote, puede definir un porcentaje de la misma, que se ha llamado Fracción de cargas de pilotes, variable entre 0 y 1 (1 por defecto). En este caso, el programa determinará el máximo entre el valor anterior que es función de la capacidad portante, y el máximo de los pilotes por las cargas exteriores aplicadas.

En algunas zonas y países es práctica habitual, pues se obtiene un único encepado por diámetro y número de pilotes, simplificando la ejecución. Esta opción está desactivada por defecto.

Respecto a los esfuerzos, se realizan las siguientes comprobaciones:

- aviso de tracciones en los pilotes: tracción máxima  $\geq 10\%$  compresión máxima
- aviso de momentos flectores: será necesario disponer vigas centradoras
- aviso de cortantes excesivos: si el cortante en alguna combinación supera el 3% del axil con viento, o en otras combinaciones de la conveniencia de colocar pilotes inclinados
- aviso de torsiones si existen tales definidos en las cargas

Si se introducen vigas centradoras, dichas vigas absorberán los momentos en la dirección en la que actúen. En encepados de 1 pilote son siempre necesarias en ambas direcciones. En encepados de 2 pilotes y lineales lo son en la dirección perpendicular a la línea de pilotes. En estos casos, la viga centradora se dimensiona para un momento adicional del 10% del axil.

El programa no considera ninguna excentricidad mínima o constructiva -para encepados de 3 o más pilotes-, aunque suele ser habitual considerar para evitar replanteos incorrectos de los pilotes o del propio encepado un 10% del axil.

Incremente los momentos en esta cantidad  $0.10 \times N$  en las hipótesis de cargas correspondientes si lo considera necesario y es posible -sólo en el caso de arranques-; o revise las cargas en pilotes y su reserva de carga.

Si actuara más de una viga centradora en la misma dirección, se repartirá proporcionalmente a sus rigideces el momento. Comprobaciones que realiza:

- **Comprobaciones generales:**

- aviso de pantalla
- aviso de soportes muy separados (en CYPECAD)
- aviso que no hay soportes definidos
- vuelo mínimo desde el perímetro del pilote
- vuelo mínimo desde el eje del pilote
- vuelo mínimo desde el pilar
- ancho mínimo pilote
- capacidad portante del pilote

- **Comprobaciones particulares:**

Para cada tipo de encepado se realizan las comprobaciones geométricas y mecánicas que indica la norma. Le recomendamos que realice un ejemplo de cada tipo y obtenga el listado de comprobación, en donde puede verificar todas y cada una de las comprobaciones realizadas, avisos emitidos y referencias a los artículos de la norma o criterio utilizado por el programa.

De los encepados puede obtener listados de los datos introducidos, medición de los encepados, tabla de pilotes, y listado de comprobación.

En cuanto a los planos, podrá obtener gráficamente la geometría y armaduras obtenidas así como un cuadro de medición y resumen.

Como se ha mencionado anteriormente, es posible definir varios soportes en un mismo encepado, tipo de pilar o pantalla, por lo que se han impuesto algunas restricciones geométricas en forma de aviso en cuanto a las distancias de los soportes al borde o a los pilotes.

Cuando existen varios soportes sobre un encepado, se obtiene la resultante de todos ellos aplicada al centro del encepado, utilizando el método de bielas y tirantes, y suponiendo rígido el encepado, por lo que debe asumir la validez de dicho método, que, según el caso particular de que se trate, pudiera quedar fuera del campo de aplicación de dicho método, por lo que deberá hacer las correcciones manuales y cálculos complementarios necesarios si sale fuera del campo de validez de dicho método e hipótesis consideradas.

#### 4.7.4. Strut 3D

Desde la versión 2013.e se incorpora la herramienta **Strut 3D**, que permite comprobar (en CYPECAD, en CYPE 3D y en Elementos de cimentación) **encepados de cimentación** mediante una metodología general de cálculo que analiza las **regiones D** de hormigón armado mediante un modelo de bielas y tirantes, todo ello para garantizar el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural de acuerdo con la normativa en vigor. El modelo de bielas y tirantes contemplado ha sido validado mediante un estudio previo por elementos finitos lineales.

**Strut 3D** es el resultado de un proyecto de **I+D+i** desarrollado por CYPE en colaboración con el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (**ICITECH**) de la Universidad Politécnica de Valencia (**UPV**), financiado por el Centro para el Desarrollo Tecnológico Industrial (**CDTI**) y cofinanciado por el Fondo Europeo de Desarrollo Regional (**FEDER**).

## 4.8. Placas de anclaje

En la comprobación de una placa de anclaje, la hipótesis básica asumida por el programa es la de placa rígida o hipótesis de Bernouilli. Esto implica suponer que la placa permanece plana ante los esfuerzos a los que se ve sometida, de forma que se pueden despreciar sus deformaciones a efectos del reparto de cargas. Para que esto se cumpla, la placa de anclaje debe ser simétrica (lo que siempre garantiza el programa) y suficientemente rígida (espesor mínimo en función del lado).

Las comprobaciones que se deben efectuar para validar una placa de anclaje se dividen en tres grupos, según el elemento comprobado: hormigón de la cimentación, pernos de anclaje y placa propiamente dicha, con sus rigidizadores, si los hubiera.

1. **Comprobación sobre el hormigón.** Consiste en verificar que en el punto más comprimido bajo la placa no se supera la tensión admisible del hormigón. El método usado es el de las tensiones admisibles, suponiendo una distribución triangular de tensiones sobre el hormigón que sólo pueden ser de compresión. La comprobación del hormigón sólo se efectúa cuando la placa está apoyada sobre el mismo, y no se tiene un estado de tracción simple o compuesta. Además, se desprecia el rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje, es decir, la resistencia frente a cortante y torsión se confía exclusivamente a los pernos.
2. **Comprobaciones sobre los pernos.** Cada perno se ve sometido, en el caso más general, a un esfuerzo axil y un esfuerzo cortante, evaluándose cada uno de ellos de forma independiente. El programa considera que en placas de anclaje apoyadas directamente en la cimentación, los pernos sólo trabajan a tracción. En caso de que la placa esté a cierta altura sobre la cimentación, los pernos podrán trabajar a compresión, haciéndose

la correspondiente comprobación de pandeo sobre los mismos (se toma el modelo de viga biempotrada, con posibilidad de corrimiento relativo de los apoyos normal a la directriz:  $b = 1$ ) y la traslación de esfuerzos a la cimentación (aparece flexión debida a los cortantes sobre el perfil).

El programa hace tres grupos de comprobaciones en cada perno:

**Tensión sobre el vástago.** Consiste en comprobar que la tensión no supere la resistencia de cálculo del perno.

**Comprobación del hormigón circundante.** A parte del agotamiento del vástago del perno, otra causa de su fallo es la rotura del hormigón que lo rodea por uno o varios de los siguientes motivos:

- Deslizamiento por pérdida de adherencia.
- Arrancamiento por el cono de rotura.
- Rotura por esfuerzo cortante (concentración de tensiones por efecto cuña).

Para calcular el cono de rotura de cada perno, el programa supone que la generatriz del mismo forma 45 grados con su eje. Se tiene en cuenta la reducción de área efectiva por la presencia de otros pernos cercanos, dentro del cono de rotura en cuestión.

No se tienen en cuenta los siguientes efectos, cuya aparición debe ser verificada por el usuario:

- Pernos muy cercanos al borde de la cimentación. Ningún perno debe estar a menos distancia del borde de la cimentación, que su longitud de anclaje, ya que se reduciría el área efectiva del cono de rotura y además aparecería otro mecanismo de rotura lateral por cortante no contemplado en el programa.
- Espesor reducido de la cimentación. No se contempla el efecto del cono de rotura global que aparece cuando hay varios pernos agrupados y el espesor del hormigón es pequeño.

- El programa no contempla la posibilidad de emplear pernos pasantes, ya que no hace las comprobaciones necesarias en este caso (tensiones en la otra cara del hormigón).

**Aplastamiento de la placa.** El programa también comprueba que, en cada perno, no se supera el cortante que produciría el aplastamiento de la placa contra el perno.

### 3. Comprobaciones sobre la placa

Cálculo de tensiones globales. El programa construye cuatro secciones en el perímetro del perfil, comprobando todas frente a tensiones. Esta comprobación sólo se hace en placas con vuelo (no se tienen en cuenta los pandeos locales de los rigizadores, y usted debe comprobar que sus respectivos espesores no les dan una esbeltez excesiva).

Cálculo de tensiones locales: Se trata de comprobar todas las placas locales en las que perfil y rigidizadores dividen a la placa de anclaje propiamente dicha. Para cada una de estas placas locales, partiendo de la distribución de tensiones en el hormigón y de axiles en los pernos, se calcula su flector ponderado pésimo, comparándose con el flector de agotamiento plástico. Esto parece razonable, ya que para comprobar cada placa local suponemos el punto más pésimo de la misma, donde obtenemos un pico local de tensiones que puede rebajarse por la aparición de plastificación, sin disminuir la seguridad de la placa.

## 4.9. Zapatas de hormigón en masa

Las zapatas de hormigón en masa son aquellas en las que los esfuerzos en estado límite último son resistidos exclusivamente por el hormigón.

Sin embargo, en el programa se pueden colocar parrillas en las zapatas, pero el cálculo se realizará como estructura débilmente armada, es decir, como estructuras en las que las armaduras tienen la misión de controlar la fisuración debida a la retracción y a la contracción térmica, pero que no se considerarán a efectos resistentes, es decir, para resistir los esfuerzos.

Conviene señalar que, en contra de la opinión bastante extendida que existe, las estructuras de hormigón en masa requieren cuidados en su proyecto y ejecución más intensos que las de hormigón armado o pretensado.

En la memoria de cálculo se tratarán los aspectos de estas zapatas que presentan diferencias significativas con las zapatas de hormigón armado, y se hará referencia a la memoria de cálculo de las zapatas de hormigón armado en los aspectos comunes a ambas.

### 4.9.1. Cálculo de zapatas como sólido rígido

El cálculo de la zapata como sólido rígido comprende, en las zapatas aisladas, dos comprobaciones:

- Comprobación de vuelco.
- Comprobación de las tensiones sobre el terreno.

Estas dos comprobaciones son idénticas a las que se realizan en las zapatas de hormigón armado, y se encuentran explicadas en la memoria de cálculo de dichas zapatas.

### 4.9.2. Cálculo de la zapata como estructura de hormigón en masa

En este apartado es en el que se presentan las diferencias fundamentales con las zapatas de hormigón armado. A continuación se exponen las tres comprobaciones que se realizan para el cálculo estructural de las zapatas de hormigón en masa.

### 4.9.2.1. Comprobación de flexión

Las secciones de referencia que se emplean para el cálculo a flexión en las zapatas de hormigón en masa son las mismas que en las zapatas de hormigón armado, y se encuentran especificadas en el apartado correspondiente de la memoria de cálculo.

En todas las secciones se debe verificar que las tensiones de flexión, en la hipótesis de deformación plana, producidas bajo la acción del momento flector de cálculo, han de ser inferiores a la resistencia a la flexotracción dada por la siguiente fórmula:

$$f_{ck,min} = 1.43 \cdot \left( \frac{16.75 + h^{0.7}}{h^{0.7}} \right) \cdot f_{ctd,min}$$

$$f_{ctd,min} = \frac{0.21}{1.5} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

En las fórmulas anteriores  $f_{ck}$  está en N/mm<sup>2</sup> y  $h$  (canto) en milímetros.

### 4.9.2.2. Comprobación de cortante

Las secciones de referencia que se emplean para el cálculo a cortante son las mismas que en las zapatas de hormigón armado, y se encuentran recogidas en el apartado correspondiente de la memoria de cálculo.

En todas las secciones se debe verificar que la tensión tangencial máxima producida por el cortante no debe sobrepasar el valor de  $f_{ct,d}$ , el cual viene dado por:

$$f_{ct,d} = \frac{0.21}{1.5} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

### 4.9.2.3. Comprobación de compresión oblicua

La comprobación de agotamiento del hormigón por compresión oblicua se realiza en el borde del apoyo, y se comprue-

ba que la tensión tangencial de cálculo en el perímetro del apoyo sea menor o igual a un determinado valor máximo.

Esta comprobación se hará igual para todas las normas, aplicando el artículo 46.4 de la norma española EHE-98. Dicho artículo establece lo siguiente:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d}$$

$$F_{sd,ef} = \beta \cdot F_{sd}$$

$$\tau_{rd} = f_{tcd} = 0.30 \cdot f_{cd}$$

Donde:

- $f_{cd}$  es la resistencia de cálculo del hormigón a compresión simple.
- $F_{sd}$  es el esfuerzo axial que transmite el soporte a la zapata.
- $\beta$  es un coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga. Cuando no hay transmisión de momentos entre el soporte y la zapata, dicho coeficiente vale la unidad. En el caso en que se transmitan momentos, según la posición del pilar, el coeficiente toma los valores indicados en la tabla siguiente.

	$\beta$
<b>Soportes interiores</b>	<b>1.15</b>
<b>Soportes medianeros</b>	<b>1.4</b>
<b>Soportes de esquina</b>	<b>1.5</b>

Valores del coeficiente de excentricidad de la carga

- $u_0$  es el perímetro de comprobación, que toma los siguientes valores:
  - En soportes interiores vale el perímetro del soporte.
  - En soportes medianeros vale:
 
$$u_0 = c_1 + 3 \cdot d \leq c_1 + 2 \cdot c_2$$

- En soportes de esquina vale:  $u_0 = 3 \cdot d \leq c_1 + c_2$

Donde  $c_1$  es el ancho del soporte paralelo al lado de la zapata en el que el soporte es medianero y  $c_2$  es el ancho de la zapata en la dirección perpendicular a la medianera.

- $d$  es el canto útil de la zapata.

Esta comprobación se realiza en todos los soportes que llegan a la zapata y para todas las combinaciones del grupo de combinaciones de hormigón.

En el listado de comprobaciones aparece la tensión tangencial máxima obtenida recorriendo todos los pilares y todas las combinaciones.

Como se puede observar, esta comprobación es análoga a la que se realiza en las zapatas de hormigón armado.

### 4.9.3. Listado de comprobaciones

En este apartado se comentarán las comprobaciones que se realizan en el caso de zapatas de hormigón en masa, tanto de canto constante como de canto variable o piramidales.

#### 4.9.3.1. Comprobación de canto mínimo

Se trata de comprobar que el canto de las zapatas es mayor o igual al valor mínimo que indican las normas para las zapatas de hormigón en masa.

En el caso de las zapatas piramidales o de canto variable, esta comprobación se realiza en el borde.

#### 4.9.3.2. Comprobación de canto mínimo para anclar arranques

Se comprueba que el canto de la zapata es igual o superior al valor mínimo que hace falta para anclar la armadura

de los pilares o los pernos de las placas de anclaje que apoyan sobre la zapata.

En el caso de las zapatas piramidales, el canto que se comprueba es el canto en el pedestal.

#### 4.9.3.3. Comprobación de ángulo máximo del talud

Esta comprobación es análoga a la que se realiza en el caso de zapatas de hormigón armado.

#### 4.9.3.4. Comprobación del vuelco

La comprobación de vuelco es análoga a la que se realiza en las zapatas de hormigón armado.

#### 4.9.3.5. Comprobación de tensiones sobre el terreno

Las comprobaciones de tensiones sobre el terreno son análogas a las que se realizan en las zapatas de hormigón armado.

#### 4.9.3.6. Comprobación de flexión

La comprobación se realiza de acuerdo a lo indicado en el apartado 2.1, y los datos que se muestran en el listado de comprobaciones para cada dirección se indican a continuación.

En el caso en que todas las secciones cumplan la comprobación de flexión para una dirección:

- Momento de cálculo pésimo que actúa sobre la sección.
- En el apartado de información adicional aparece el coeficiente de aprovechamiento máximo, que es la mayor relación entre el esfuerzo solicitante y el esfuerzo resistente.

Si alguna sección no cumple, los datos que se muestran en el listado de comprobaciones para dicha dirección son los siguientes:

- El primer momento flector que se ha encontrado para el cual la sección no resiste.
- La coordenada de la sección en la que actúa dicho momento flector.

#### 4.9.3.7. Comprobación de cortante

La comprobación de cortante se realiza de acuerdo a lo que se ha explicado anteriormente, y los datos que se muestran en el listado de comprobaciones son los que se indican a continuación.

En el caso en que cumplan la comprobación de cortante todas las secciones para una dirección en el listado se indica:

- La tensión tangencial de cálculo que produce una mayor relación entre la tensión tangencial solicitante y la resistente.
- La tensión tangencial resistente de la misma sección de la que se muestra la tensión tangencial de cálculo máxima.

En el caso en que haya alguna sección (para una dirección) en la que no se verifique la comprobación de cortante, los datos que se muestran en el listado de comprobaciones son los siguientes:

- La tensión tangencial de cálculo de la primera sección encontrada para la que no se cumple la comprobación de cortante.
- La coordenada de dicha sección encontrada que no cumple.

#### 4.9.3.8. Comprobación de compresión oblicua

Esta comprobación es análoga a la que se realiza en las zapatas de hormigón armado y se encuentra explicada en el apartado correspondiente de la memoria de cálculo.

#### 4.9.3.9. Comprobación de separación mínima de armaduras

Es la única comprobación que se le realiza a las armaduras que le pueda colocar el usuario a la zapata, ya que éstas no se tienen en cuenta en el cálculo.

En esta comprobación se verifica que la separación entre los ejes de las armaduras sea igual o superior a 10 cm, que es el valor que se ha adoptado para todas las normas como criterio de **CYPE Ingenieros**.

Esta comprobación se realiza únicamente en el caso en que el usuario decida colocar una parrilla, y lo que se pretende evitar es que las barras se coloquen demasiado juntas, de forma que dificulten mucho el hormigonado de la zapata.

### 4.10. Comprobaciones particulares para la norma considerada (zapatas, vigas y encepados)

Todas las comprobaciones indicadas con carácter general pueden o no realizarse dependiendo de la norma seleccionada. Es conveniente hacer un listado de comprobación de los resultados y ver todos los valores normativos y calculados que se han aplicado a cada elemento de cimentación.

#### 4.11. Zapatas con límites no rectangulares

Todo lo anteriormente expuesto es válido para zapatas no rectangulares, teniendo en cuenta que se aplica el mismo método que cuando hay en una zapata más de un soporte.

## 5. Ménsulas cortas

Se ha implementado en **CYPECAD** la posibilidad de definir ménsulas cortas en las caras de pilares. Sobre la ménsula corta sólo puede introducir vigas de hormigón armado o metálicas que descansen sobre la ménsula, y transmitan la carga vertical al centro del apoyo a la distancia 'a' de la cara del pilar.

La ménsula corta transmite con su excentricidad los esfuerzos al pilar como una barra rígida excéntrica.

Las ménsulas cortas están pensadas para aquellos casos en que necesitamos por ejemplo suprimir un pilar doble de junta, o no sea conveniente empotrar la viga en el pilar en esa dirección por alguna otra razón.

No debe emplearse para apejar pilares en la ménsula corta, ya que no lo permite sin nacer de la viga sobre la que se apoya, y dicha viga apoyarse en ambos extremos. En definitiva, que no es utilizable para que nazca un pilar en el extremo de la ménsula.

Para desarrollar el cálculo y dimensionado de ménsulas cortas de hormigón armado se han empleado los métodos descritos en cada norma de hormigón seleccionada, en todos los aspectos y comprobaciones que se traten y, en aquellos no especificados, se utilizan los criterios de otras normas que tengan una mayor similitud y criterios del propio programa en su defecto, que pueden verse mencionados en los listados de comprobación.

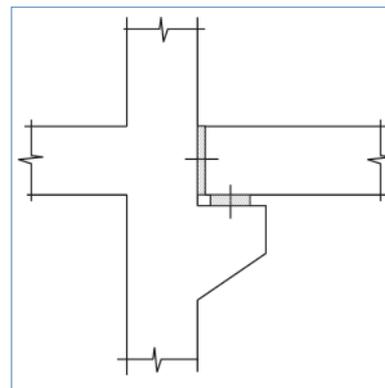


Fig. 5.1. Esquema de ménsula corta

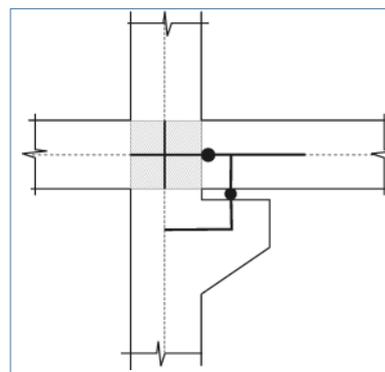


Fig. 5.2. Modelo simplificado de la zona de encuentro de la ménsula corta

## 6. Forjados unidireccionales de viguetas

### 6.1. Viguetas de hormigón

#### 6.1.1. Geometría

Se define en la ficha de datos del forjado.

#### 6.1.2. Rigidez considerada

La rigidez bruta a efectos de cálculo de la matriz de rigidez de las barras de la estructura es la de una sección en T con cartabones.

Como material hormigón, se tomará el módulo de elasticidad secante definido para los forjados.

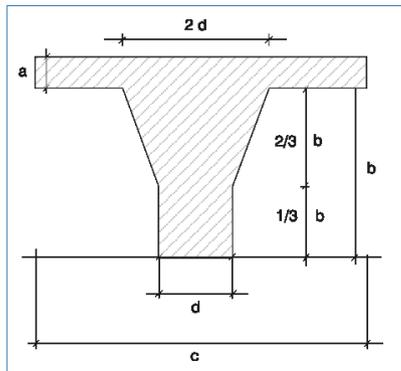


Fig. 6.1

Siendo:

d: ancho del nervio = ancho del nervio + incremento del ancho del nervio.

a: espesor de la capa de compresión

c: interje

b: altura de la bovedilla

#### 6.1.3. Estimación de la flecha

Se emplea el mismo método utilizado en vigas (**Branson**), calculando la rigidez equivalente a lo largo de la vigueta en 15 puntos.

La rigidez bruta será la estimada para el cálculo, y la rigidez fisurada se obtiene según se haya especificado en la comprobación de flecha en los datos del forjado:

**Como vigueta armada.** El armado de negativos se dimensiona y es conocido. No así el positivo (armado inferior), por lo que se procede a obtener la cuantía necesaria con el momento positivo, pudiendo de esta forma estimar la rigidez fisurada.

**Como vigueta pretensada.** En este caso debe indicarse la rigidez fisurada como un % de la rigidez bruta. Depende del tipo de vigueta y su pretensado. Puede ser conveniente que consulte a los fabricantes de su zona para introducir dicho valor.

**Comprobación a cortante.** Se da el valor del cortante en apoyos, siendo el usuario responsable de la comprobación posterior.

### 6.2. Viguetas armadas / Viguetas pretensadas

En ambos casos son viguetas prefabricadas en Instalaciones fijas o Taller, que se transportan a la obra para su colocación.

Disponen de un documento de homologación o ficha técnica de características (Autorización de Uso) en todos los tipos de vigueta y bovedilla fabricados y sus valores de momentos, rigideces, etc. Los datos introducidos proceden de las fichas aportadas a CYPE por los fabricantes. No son editables, ni se pueden crear fichas propias de usuario. Debe ponerse en contacto con el Dpto. Técnico de **CYPE Ingenieros, S.A.**, enviando la documentación necesaria para su inclusión en ediciones del programa, que a tal efecto se harán, comprobando previamente la validez y consistencia de los datos aportados. De esta forma se evita la introducción de datos erróneos.

También es posible crear fichas propias de usuario (Biblioteca) usando un programa independiente (Editor de fichas de forjados) que permite crear un fichero con todas las características, importarlo a la Biblioteca y usarlo en cualquier obra.

Se estima la flecha y se comprueba el cortante. Para el dimensionado a flexión se verifica si existe algún tipo de vigueta que cumple a positivos, y armado superior definido en las fichas para negativos. Se recuerda que los negativos están definidos en las fichas para un momento resistido con un recubrimiento dado, lo cual debe tenerse en cuenta para aceptar la validez de dichas fichas de fabricante.

Cuando existan datos en las fichas, se puede comprobar el estado límite de fisuración según el ambiente o abertura de fisura permitida, forzando el dimensionado a su cumplimiento.

Las fichas se pueden crear para las normas españolas, las portuguesas y brasileñas. Para otras normas no está disponible esta prestación.

## 6.3. Viguetas in situ

### 6.3.1. Geometría

Se definen los parámetros básicos, dando los valores en las fichas, y seleccionando el tipo de bovedilla.

### 6.3.2. Rigideces

Se obtienen a partir de la sección bruta del nervio en T de hormigón de ancho variable en función de dicha bovedilla, capa de compresión e intereje.

### 6.3.3. Estimación de la flecha

Se aplica el método de **Branson**, dado que es conocida tanto la armadura superior (negativos) como inferior (positivos) que se dimensiona y obtiene sus longitudes.

### 6.3.4. Dimensionamiento a flexión

A negativos se aplican los mismos criterios que para los anteriores tipos de viguetas de hormigón, y para el dimensionamiento de la armadura inferior se hace de acuerdo a la norma general de hormigón armado seleccionada en el cálculo de todos los elementos. Existen unas tablas de armado para negativos de unidireccional que es común con las 'viguetas de hormigón' genéricas, y una tabla específica para la armadura inferior de las viguetas 'in situ'. Su estructura es similar a la de los nervios de reticulares.

### 6.3.5. Dimensionamiento a cortante

Dado que es conocido el nervio y su armado longitudinal, así como las sollicitaciones de cortante, se comprueba si es necesario refuerzo vertical. En caso de que así sea, se obtienen ramas verticales de refuerzo de acuerdo a una tabla de diámetros/separación.

**Anclaje de la armadura inferior.** De acuerdo a lo indicado en los diferentes normas se obtienen las longitudes de anclaje en los apoyos extremos, ya sean vigas o soportes, acotando las longitudes extremas de las barras, y patillas necesarias en su caso.

## 6.4. Viguetas metálicas

### 6.4.1. Geometría

Se definen el tipo de bovedilla a utilizar, el espesor de la capa de compresión y el interjeje de nervios, en el que se puede indicar el tipo de perfil a utilizar, que será un perfil simple en forma de T o doble T, de los definidos en la biblioteca de perfiles seleccionados.

Todos los tramos de viguetas metálicas se consideran isostáticos, es decir, articulados en sus extremos siempre que el usuario no asigne continuidad a dos paños contiguos, en cuyo caso, deberá hacerlo desde la opción “Continuidad entre paños”, dentro del menú “Paños”. La continuidad entre paños permite resolver la continuidad de voladizos con el paño contiguo, y de viguetas que quedan divididas por alguna viga o brochal. Para que la continuidad tenga efecto, los paños a unir deberán ser iguales, las viguetas deben estar alineadas, y deben estar dispuestas en la misma dirección.

### 6.4.2. Dimensionamiento y comprobación

El dimensionamiento de los perfiles es en flexión simple, con momentos y cortantes, y debido al diafragma rígido, los axiles y esfuerzos en el plano del forjado no existen. Las viguetas se dimensionan con los mismos criterios aplicados a vigas metálicas. No se considera el pandeo lateral.

En el dimensionamiento, el programa intentará disponer un perfil, dentro de la serie seleccionada para el paño, que

cumpla con todas las comprobaciones de resistencia, y flecha, y encaje en el canto del forjado. Desde el menú “Viguetas”, en la pestaña de “Resultados”, se puede acceder al listado de comprobaciones pésimas de la vigueta.

## 6.5. Viguetas de madera

### 6.5.1. Geometría

La geometría de las viguetas de madera se define en función del enrase con el nivel de la planta. Una vez seleccionada la serie de perfiles de madera, hay dos opciones, enrasar la cara superior del entrevigado o enrasar la cara superior de las viguetas.

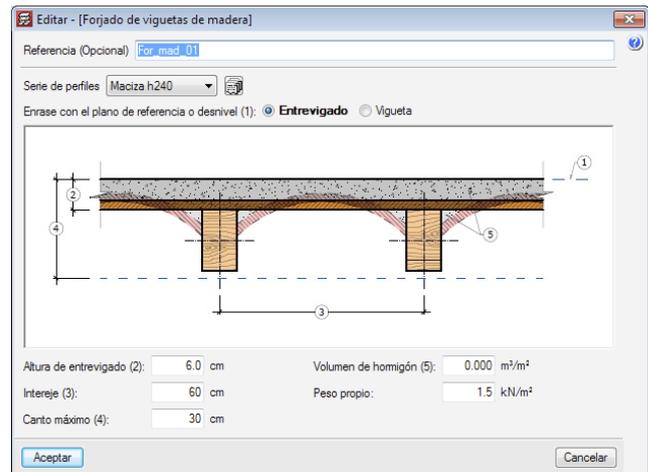


Fig. 6.2

Si el nivel de la planta enrasa con la cara superior del entrevigado, habrá que definir la altura de este, teniendo en cuenta que a efectos del programa es genérico, aunque pueda ser de diferentes tipos (bovedilla curva, bardos, tablero, etc.), y su altura se mide desde la cara superior de la vigueta de madera hasta el nivel de la planta. En este ca-

so, el canto máximo tiene en cuenta la altura del entrevigado, y este dato se utilizará para el dimensionamiento.

Si es la vigueta la que enrasa con el nivel de la planta, el canto máximo afecta únicamente al canto de la vigueta.

En cualquiera de los dos casos, habrá que definir el intereje, el peso propio del forjado, y el volumen de hormigón, que únicamente interviene en la medición.

### 6.5.2. Dimensionamiento y comprobación

Al igual que ocurre en el caso de las viguetas metálicas, el dimensionamiento de los perfiles es en flexión simple, con momentos y cortantes, y debido al diafragma rígido, los axiles y esfuerzos en el plano del forjado no existen, las viguetas se dimensionan con los mismos criterios, el programa seleccionará la primera vigueta de la serie seleccionada que cumple con todas las comprobaciones de resistencia y flecha, siempre que no se supere el canto máximo. Desde el menú "Viguetas", en la pestaña de "Resultados", se puede acceder al listado de comprobaciones pésimas de la vigueta.

## 6.6. Viguetas JOIST

### 6.6.1. Geometría

Son nervios formados por perfiles metálicos en celosía, como una cercha formada por cordones (superior e inferior) con diagonales de paso constante. Los cordones pueden ser perfiles cerrados de tubo circular o cuadrado dobles o cuádruples, o abiertos de angular doble o cuádruples. Las diagonales serán del mismo perfil pero simple, de la misma serie.

Se define el canto total exterior de la celosía, intereje y una losa superior, que no es colaborante, simplemente resiste y soporta las cargas aplicadas.

### 6.6.2. Rigidez considerada

Es la de la celosía metálica formada por los cordones a la separación definida, tomando el primer perfil definido en los perfiles de la obra, o el que se haya asignado en un cálculo posterior. Al igual que en las viguetas metálicas, se calcula como tramos isostáticos articulados en sus extremos, por lo que no procede el dimensionado a momentos negativos.

### 6.6.3. Dimensionamiento de la vigueta

Como una cercha, los momentos se descomponen en una compresión aplicada al cordón superior, que se supone que no pandeo debido al arriostamiento de la losa de hormigón, y una tracción en el cordón inferior. Las diagonales se dimensionan a tracción y/o compresión, supuestas las cargas aplicadas en los nudos y descomponiendo los esfuerzos según la geometría, altura y paso de la celosía. Se consideran como barras biarticuladas a efectos de pandeo, con una longitud efectiva igual a la longitud real de la diagonal.

Las deformaciones se obtienen como una viga con la rigidez antes mencionada.

## 6.7. Comentarios sobre la utilización de los forjados unidireccionales

Los forjados de viguetas antes mencionados se discretizan en el cálculo de la estructura como una barra más en el cálculo integrado de la totalidad de la estructura, expresada como coincidente con el eje de cada nervio definido. Faltaría poder expresar el efecto de reparto de cargas que la capa de compresión y la bovedilla realizan, efecto que, en la realidad, se produce debido a la compatibilidad de deformaciones. Aún así, siempre es más aproximado que la suposición del comportamiento del forjado como viga

continúa sobre apoyos rígidos articulados, suposición que sólo se cumple cuando las vigas realmente son rígidas y se desprecia la rigidez a torsión incluso cuando los vanos son muy descompensados.

En la práctica, aparecen vigas planas y vigas de canto que con las luces de trabajo que poseen acaban flectando más de lo debido, y presentan una flexibilidad que el cálculo detecta.

La compatibilidad de deformaciones que ha de cumplirse siempre, salvo que rompan las secciones o se plastifiquen en exceso, obliga a que tanto vigas como viguetas se desplacen de forma conjunta y solidaria, dando lugar a que se desarrollen comportamientos no previsibles o anómalos en los forjados unidireccionales, llegándose a dar fenómenos de esquizofrenia estructural, como bien define el profesor José Luis de Miguel en sus escritos, causados normalmente por forzar el diseño de la estructura para que sean las viguetas las que soporten a las vigas.

Y esto no significa que el cálculo sea malo, sino que nuestro modelo con un diseño estructural inadecuado, hace destacar comportamientos fuera de la práctica habitual.

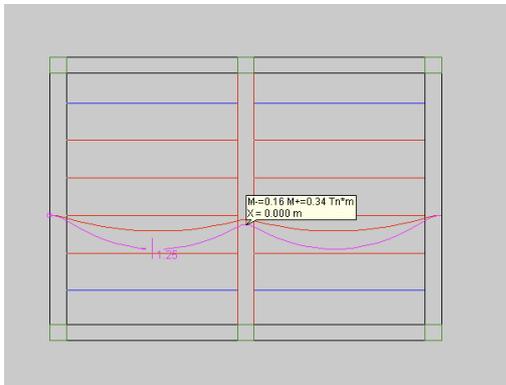


Fig. 6.3

Por esta razón, a partir de la versión 2002, siempre que aparezca en los extremos de una vigueta momento positivo, se avisa de tal circunstancia poniendo en color **rojo** a todos aquellas a las que les suceda.

Esto es particularmente importante en los forjados de vigueta de hormigón genéricos (aunque se sepa a priori el tipo de vigueta) y en los prefabricados de vigueta armada y pretensada, en los que no se puede, a priori, asegurar el anclaje en el borde de apoyo de la viga.

La decisión ante esta circunstancia puede ser diferente según el caso:

- Variar el diseño estructural, acortando luces, aumentando la rigidez de la viga.
- Articulando los bordes de los paños para que trabajen como tramos isostáticos los paños de viguetas.
- Recurriendo a viguetas que sean nervios in situ y la armadura inferior se pueda pasar, anclando y solapando.

En cualquier caso, es un paso ineludible la consulta de los envolventes de esfuerzos en las alineaciones de viguetas, pudiendo tomarse la decisión de despreciar dicho aviso si el momento positivo es muy pequeño.

No olvide consultar las leyes de cortantes, pues de ella se deduce la transmisión de cargas de las viguetas a las vigas y, en algún caso, puede que dicha transmisión sea escasa o negativa, tal como hemos mencionado.

Si nos acostumbramos a revisar dichas envolventes, también podremos "ver" lo que sucede cuando introducimos acciones horizontales, viento y sismo, en la estructura.

Si nuestro diseño estructural se basa en una retícula más o menos ortogonal de vigas que pasan por los soportes, las viguetas normalmente se limitarán a transmitir cargas verticales a las vigas.

Si por el contrario, en nuestro diseño y en la dirección dominante de las viguetas, no hay tales vigas que aten a los soportes, se produce una especie de viga-pórtico virtual de la o las viguetas que pasan muy próximas al soporte, de manera que soportan esfuerzos horizontales de la misma forma que otros pórticos de la estructura en la misma dirección. Y habrá que ser consecuentes con el modelo, sobre todo cuando la alternancia de momentos en esas viguetas conduzca a fuertes momentos positivos en apoyos, a lo que debe darse una solución, ya sea armando convenientemente dichos nervios (in situ, macizando y reforzando a positivos, etc.), colocando vigas o, si queremos 'engañar' al modelo y hacer que ninguna vigueta pase por el soporte, introduciendo zunchos no estructurales equivalentes, que transmitan las cargas verticales pero no colaboren en la flexión por efecto pórtico.

Si aun así no queremos que las viguetas colaboren o puedan hacerlo por torsión de las vigas, lo adecuado sería no introducir el forjado y sustituirlo por sus supuestas reacciones sobre las vigas por medio de cargas lineales calculadas manualmente, o si no deseamos llegar a tanto, hacer un cálculo en continuidad de los forjados y conjunto sólo frente a cargas verticales, y en una copia, hacer que todos los vanos sean isostáticos articulando los bordes (coeficiente de empotramiento = 0), y evitando como ya se ha mencionado que haya vigueta que pasen por los soportes, y para el caso de viguetas muy próximas a dichos soportes, introducir un coeficiente de rigidez a torsión en barras cortas muy pequeño (0.001) para ese cálculo en particular.

Evidentemente que para los resultados tendríamos que revisar dos cálculos y hacer los retoques manuales que cubran ambos casos.

Con todo ello queremos llamar la atención sobre el hecho de que no siempre se puede obtener como resultado algo esperable utilizando otros métodos aproximados, confiando en que la bondad de dichos métodos se basan en la simple aseveración de que 'funcionan', cuando, en muchos casos, es la ausencia de las cargas de servicio y la utilización de unos coeficientes parciales de seguridad los que permiten 'funcionar' a la estructura.

Y por otro lado queremos llamar la atención al usuario para que revise los resultados con las herramientas de las que dispone, y analice los mismos.

## 7. Forjados inclinados

Los forjados inclinados se pueden introducir en **CYPE-CAD**, tal como se explica en el **Manual del usuario**, con las posibilidades y limitaciones allí indicadas.

Conviene dejar claro que tienen las mismas propiedades que los horizontales, y el modelo estructural que se genera al inclinar un plano es que, lógicamente, varían las dimensiones de las barras en ese plano, y los soportes que le acometen tendrán diferentes longitudes. Todo ello lo puede visualizar y consultar cuando active la opción de **Envolventes>Modelo 3D**, de la última obra calculada.

Para 'ver' el conjunto del edificio, utilice la **vista 3D** del edificio o del grupo, si lo que desea es ver una planta en concreto.

Es muy importante saber esta información sobre los forjados inclinados:

- Se mantiene la hipótesis de diafragma rígido, que recordamos supone que no hay desplazamiento relativo en 2 puntos de la planta, aunque sean de planos inclinados diferentes.

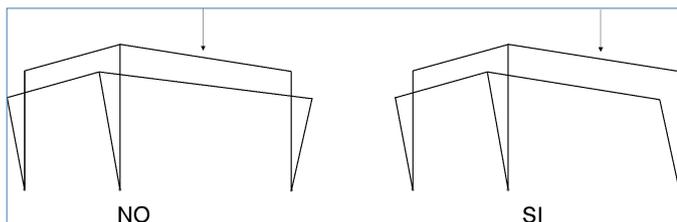


Fig. 7.1

Es decir, el conjunto de planos horizontales e inclinados se desplazan solidariamente de forma horizontal, tal como debe ser acorde al diafragma rígido.

- Es recomendable que en las aristas de encuentro de planos inclinados, en las que necesariamente se habrán definido vigas, existan soportes que sustenten dichas vigas de encuentro (b), (limatesas y limahoyas) no tratando de diseñar sistemas estructurales en los que puedan suspenderse unos planos de otros.

Es importante puesto que el dimensionado de todos los elementos que pertenecen a planos horizontales o inclinados, vigas, viguetas, placas aligeradas, losas y reticulares se dimensionan a flexión simple y cortante despreciando el efecto del axil, ya sea de compresión o de tracción, por lo que debemos evitar diseños estructurales que produzcan de forma inevitable estos esfuerzos.

Conviene recordar que los axiles aparecen incluso con planos horizontales, basta analizar un simple pórtico o dintel con pilar de un vano y aparecen axiles en el dintel, y además varía con la rigidez de los soportes. Y normalmente lo consideramos un efecto de segundo orden y lo despreciamos. Por ello insistimos en un buen uso de los forjados inclinados, para que dichos efectos y posibles empujes al vacío no compensados puedan ser importantes. Realizando diseños estructurales normales y sancionados por la práctica, difícilmente encontraremos problemas.

Utilice las 'vigas inclinadas' (d, Fig. 7.2) con 6 grados de libertad (de color amarillo), ya conocidas, que se dimensionan para los axiles, cuando tenga casos que no sigan las recomendaciones anteriores. También puede utilizar vigas exentas desconectadas del diafragma rígido. Consulte el apartado **13. Diafragma rígido**.

- Cuando quiera suprimir pilares de las limatesas o limahoyas, utilice un forjado horizontal que actúe como tirante.

Con pendientes y luces normales, ese forjado será capaz, con un mallazo, de absorber esas tracciones (e).

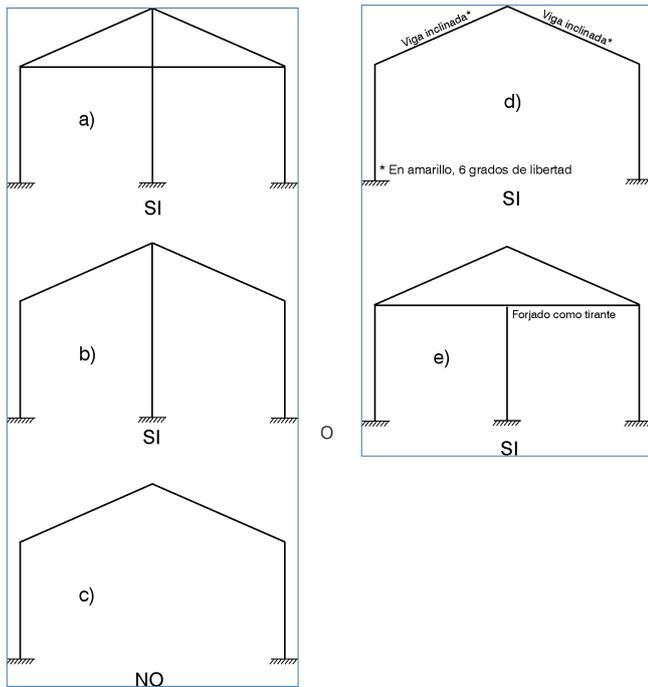


Fig. 7.2

- No apoye forjados inclinados simulando un apoyo en muro, salvo que sea de pequeña entidad, pues dicho apoyo en muro (simulado) absorberá los empujes horizontales sin transmitirlos al resto de la estructura.

Tampoco lo haga en los muros de fábrica, salvo que disponga de otros elementos estructurales capaces de absorber dichos esfuerzos horizontales.

Los muros de fábrica son elementos que funcionan bien frente a cargas verticales, pero mal frente a flexiones normales a su plano.

- Viga común. Es un nuevo concepto que utilizamos para definir vigas que pertenecen de forma simultánea a

dos grupos, siendo alguno de ellos formado por un forjado inclinado que acomete a la viga.

En los esquemas (a y e, Fig. 7.2) sería el caso de las vigas extremas perpendiculares al plano del dibujo.

Recibe las cargas de ambos forjados, y es visible en ambos grupos, diferenciándose del resto de vigas por un trazo discontinuo en su eje. Se dimensiona siempre como sección rectangular aunque su forma pueda ser un trapecio como consecuencia de la intersección de ambos planos.

Las vigas de limatesa y limahoya tienen la misma condición, se dimensionan como rectangulares. Si además es plana, aunque su sección se dibuje en forma de V, se dimensiona como rectangular.

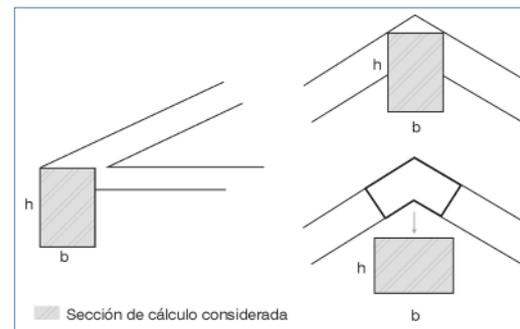


Fig. 7.3

- Las armaduras de forjados inclinados (unidireccional, losa y reticular) se dibujan en planta proyectadas, pero se acota su longitud real de cálculo.

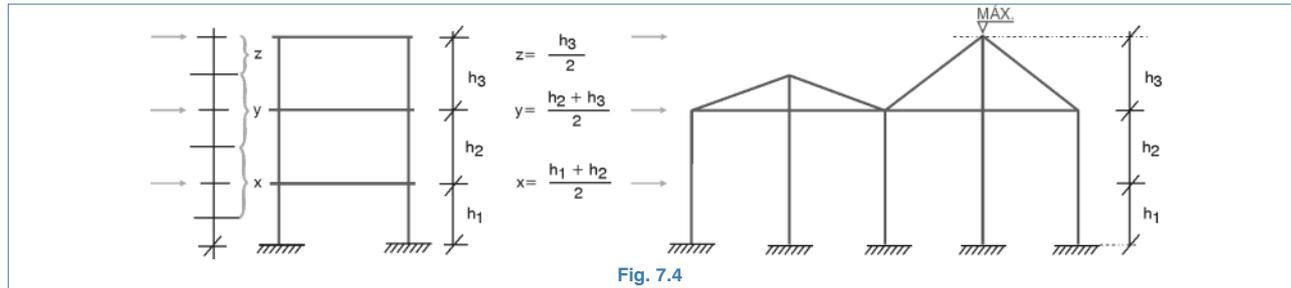
Donde hay quiebros, se indica un símbolo opcional  $\wedge$ ,  $\vee$ ,  $\lrcorner$ , para saber la forma de las barras en dichos puntos.

- En losas y reticulares, se ha limitado la malla de cálculo y la disposición de armaduras, que siempre es ortogonal, siguiendo una de las armaduras de dirección de la máxima pendiente, y la otra perpendicular a ésta.

- Relativo a las acciones aplicadas:
  - Los pesos propios de los elementos estructurales (vigas y forjados en planos inclinados) y las cargas muertas (CM) incluidas en los grupos de plantas (solapa Entra de pilares > menú Introducción > Plantas/Grupos > opción Nuevas plantas u opción Editar grupos), se obtienen y calculan de forma directa y automática, pues se conoce su verdadera magnitud.
  - Las cargas adicionales asociadas a cualquier otra hipótesis de carga permanente (peso propio y cargas muertas), debemos aumentarlas en la proporción dada por la inclinación del plano.

Por ejemplo, una pendiente del 100% (45°) que ya es una inclinación importante, daría como resultado:

$$p = \frac{q}{\cos \alpha} = \frac{q}{\cos 45^\circ} = \frac{q}{0.707} = 1.41q$$



- La sobrecarga de uso no hace falta modificarla, puesto que se considera en proyección horizontal, luego, si según el uso es 1 kN/m<sup>2</sup>, 1 es el valor a introducir en (S.C.U.) la sobrecarga de planta, o como carga superficial en una zona de contorno poligonal como carga especial.

En cuanto al cálculo de cargas lineales, por ejemplo cerramientos sobre planos inclinados cuya altura vertical es constante y conocida, basta multiplicar dicha altura por el peso por metro cuadrado del cerramiento.

- La sobrecarga de nieve, debe introducirse como sobrecarga de uso.
- En cuanto a las acciones horizontales, debe tenerse en cuenta:
  - Viento. Se obtiene como una carga a nivel de cada planta como el producto del ancho de banda definido por la suma de las semialturas de la planta, aplicada al centro geométrico de la planta y es una carga horizontal, por lo que conviene tener presente que si la cubierta tiene planos inclinados, defina como altura (h) de la planta la del punto más alto de la misma, que siempre estimará la carga horizontal de viento por el lado de la seguridad.

No se considera componentes verticales ni normales a los planos inclinados (perpendicular al plano), ya que normalmente, en un edificio, aún pudiendo ser presiones entre 0,1 y 1 kN/m<sup>2</sup>, no son determinantes, y si en la sobrecarga de uso se han considerado unos valores mínimos, siempre superiores a esa presión del viento, no hay por qué preocuparse. Estamos, lógicamente, pensando en cubiertas inclinadas expuestas al viento donde el peso propio y el material de cubrición representan el orden de un 80% de la carga total, en edificios normales. No es el caso de una nave con una cubierta ligera. Si fuera el caso, procurar que la carga introducida como sobrecarga de uso sea envolvente de la nieve y el viento.

## 7.1. Dimensionamiento de elementos

Tal como ya se ha mencionado anteriormente, se dimensiona a flexión simple y cortante, despreciando los axiles en todos los elementos de los forjados inclinados.

El despiece de armaduras de las alineaciones de vigas pertenecientes a forjados inclinados se dibuja en alzado en su verdadera forma y magnitud.

Los armados de negativos de forjados unidireccionales, positivo de nervios in situ, reticulares y losas se dibujan en proyección horizontal y se acotan en verdadera magnitud.

## 8. Vigas mixtas

El cálculo y dimensionamiento de las vigas mixtas se realiza según la *UNE ENV1994-1-1: Junio 1995 - Eurocódigo 4: Proyecto para estructuras mixtas de hormigón y acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación* que es la versión oficial, en español, de la *Norma Europea Experimental UNE ENV 1994-1-1 de fecha octubre de 1992*.

Se pueden introducir perfiles de acero (del tipo ,I) bajo losa de forjado con cabeza superior de hormigón colaborante mediante la utilización de conectores.

En los extremos unidos a soportes de vigas mixtas se aplica un coeficiente de empotramiento parcial de 0.05 (de la misma manera que a los pilares en la cabeza de última-planta), al objeto de reducir el momento negativo en apoyo aumentando el positivo.

El dimensionamiento de las vigas mixtas se hace de manera que en la zona de momentos negativos el perfil metálico resista todos los esfuerzos, mientras que en la zona de positivos lo resiste la sección mixta.

En cuanto al cálculo a flexión no es necesario indicar el ancho de la cabeza colaborante, ya que el programa lo calcula automáticamente:

- En losas macizas es el correspondiente al ancho eficaz definido en el Eurocódigo 4.
- En losas macizas inclinadas, forjados reticulares, placas aligeradas y forjados de viguetas será el mínimo entre el ancho eficaz y el ancho del ala más 10 cm a cada lado si no es de borde; si lo es, el programa calcula el ancho del ala más 10 cm.

Para la comprobación de secciones en positivos el ancho eficaz es diferente del considerado para el cálculo a flexión, por tanto, en el editor de armados de vigas el que aparece es el ancho eficaz en zona de momentos negativos, por si añade armadura en apoyos, que por defecto no dimensiona el programa en la presente versión.

Para el dimensionamiento del perfil de acero seleccionado y la losa de hormigón, se utilizan las normas correspondientes, tanto de acero como de hormigón, seleccionadas en **Datos generales** de la obra.

## 9. Losas mixtas

Los forjados de losa mixta se componen de una losa y una chapa nervada que sirve de encofrado para la primera. Puede utilizarse la chapa de forma que pueda trabajar de alguno de estos modos:

- Sólo como encofrado perdido. En fase de construcción la chapa resiste en solitario su peso propio, peso del hormigón fresco y las sobrecargas de ejecución. En fase de servicio es únicamente la losa de hormigón armado la que tiene la función resistente.
- Como chapa colaborante (comportamiento mixto). En fase de construcción trabaja como encofrado perdido (caso anterior). En fase de servicio se considera que la chapa se combina estructuralmente con el hormigón endurecido, actuando como armadura a tracción, resistiendo los momentos positivos, en el forjado acabado. La chapa es capaz de transmitir tensiones rasantes en su interfaz con el hormigón siempre y cuando se disponga un engarce mecánico proporcionado por deformaciones en la chapa (muescas o resaltos).

El cálculo y dimensionamiento de las chapas se realiza según la **UNE ENV1994-1-1**: junio 1995, **Eurocódigo 4**: Proyecto para estructuras mixtas de hormigón y acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación que es la versión oficial, en español, de la **Norma Europea Experimental UNE ENV 1994-1-1** de fecha octubre de 1992.

Las losas mixtas son aplicables a proyectos de estructuras de edificación en las que las cargas impuestas son predominantemente estáticas, incluyendo edificios industriales cuyos forjados pueden estar sometidos a cargas móviles.

Se limita el canto total de la losa mixta, el espesor sobre los nervios de las chapas y altura mínima de pernos sobre nervios de chapas (en el caso de vigas mixtas).

La chapa puede apoyarse sobre vigas metálicas, metálicas mixtas, de hormigón, muros, etc., siendo necesario una entrega mínima que el programa actualmente no contempla.

El proceso de cálculo y dimensionado se realiza en dos fases:

### a) En fase de ejecución

- De cara al cálculo de la resistencia de la chapa se tiene en cuenta el peso del hormigón, de la chapa de acero, y de las cargas de ejecución. Las cargas de ejecución representan el peso de los operarios y equipos de hormigonado y tienen en cuenta cualquier impacto o vibración que pueda ocurrir durante la construcción.
- Para el cálculo a flecha no se tienen en cuenta las cargas de ejecución.
- Se considera internamente un coeficiente de empotramiento 0 de los paños con sus vigas perimetrales (nervios isostáticos).
- Existe la opción de dimensionar la chapa en caso de incumplimiento de algún estado límite último o algún estado límite de flecha, o bien calcular la separación entre sopandas sin dimensionar la chapa. Si en el primer caso no se obtiene un resultado válido entonces se calcula la separación entre sopandas.

### b) En fase de servicio

- En fase de servicio se parte de la chapa calculada en la fase anterior.
- Por defecto, el programa asigna a los paños un coeficiente de empotramiento 0, para que el reparto de cargas a las vigas metálicas donde apoya el forjado se

realice de acuerdo al ancho de banda teórico, y evitar la aparición de momentos positivos en apoyos intermedios. Esto último sólo puede conseguirse, como se ha explicado, asignando un coeficiente de empotramiento 0, con independencia de la rigidez de las vigas, o bien predimensionando correctamente las vigas. Realizado un primer cálculo y dimensionado de las vigas el usuario puede cambiar el coeficiente de empotramiento por otro (entre 0 y 1) y repetir el cálculo. Si el usuario asigna un coeficiente de empotramiento distinto de 0 pueden ocurrir dos cosas:

1.- En la fase anterior se obtuvo un forjado sin sopandas (autoportante), ya que si se encuentra una chapa que cumpla. En este caso el forjado debe calcularse sólo con la carga adicional posterior a la ejecución del forjado, formada por las cargas muertas y la sobrecarga de uso, ya que la chapa se ha encargado de aguantar el peso propio del forjado. La forma en la que el programa puede tener en cuenta de forma aproximada sólo estas cargas es aplicando unos coeficientes de empotramiento, que el programa calcula y aplica internamente, de los paños en continuidad. De forma orientativa, el valor del coeficiente de empotramiento para asignar a los paños, depende de la relación entre el peso propio del forjado y la carga total, supuesto un estado de cargas uniforme. El valor del coeficiente de empotramiento sería:  $\text{Coef. empotramiento} = \text{Coef. empotramiento usuario} \times (1 - (\text{peso propio forjado} / \text{carga total}))$ .

2.- En la fase anterior se obtuvo un forjado con sopandas. En este caso el programa considera en fase de servicio el total de la carga. Además, el cálculo que realiza el programa cuando se considera continuidad, con el valor del coeficiente de empotramiento en bordes asignado por el usuario. En un cálculo elástico sometido a la carga total = carga permanente + sobrecarga, lo cual equivale a cons-

truir el forjado sobre sopandas, y al retirarlas, queda el forjado sometido a dicha carga total.

- Existe la opción de dimensionar la chapa o no. También puede optar por dimensionar el armado de positivos, tanto si se ha elegido dimensionar la chapa y no se encuentra una en la serie que cumpla, como si no lo ha elegido. En ambos casos, si se arma a positivos se prescinde de la colaboración de la chapa.
- Cuando sea necesario colocar armadura dentro del canto del hormigón, se colocará al menos una barra en cada nervio.

La resistencia de una losa mixta será suficiente para soportar las cargas de cálculo y para asegurar que no se alcanza ningún estado límite de rotura. Los modos de rotura pueden ser:

- **Sección crítica I.** Flexión: valor de cálculo del momento flector último en centro de vano. Esta sección puede ser crítica si hay conexión total en la interfaz entre la chapa y el hormigón.
- **Sección crítica II.** Esfuerzo rasante: la resistencia de la conexión es determinante. El valor de cálculo del momento flector último en la Sección 1 no se puede alcanzar. Esta situación se define como conexión parcial.
- **Sección crítica III.** Cortante vertical y punzonamiento: valor de cálculo del esfuerzo cortante último junto al apoyo. Esta sección será crítica sólo en casos especiales, por ejemplo en losas de gran canto y luces pequeñas con cargas relativamente grandes.

El valor de cálculo del momento flector resistente de cualquier sección se determina por la teoría del momento resistente plástico de una sección con conexión completa.

Para la obtención del área eficaz de la chapa de acero se desprecia el ancho de engarces y muescas de la chapa. Si bien este dato es el indicado en la ficha de la chapa validada por el usuario.

El programa calcula el valor de cálculo del momento resistente positivo de una losa mixta en función de si la fibra neutra está situada por encima de la chapa o está dentro de la ella.

Para el cálculo del esfuerzo rasante se determina el valor de cálculo del esfuerzo cortante último, que es, en parte, función de los coeficientes 'm-k', que facilita el fabricante de la chapa. Este cálculo es el correspondiente a losas sin anclaje extremo, no se tiene en cuenta si existe anclaje en extremo, es decir, pernos sobre viga mixta.

Se determina el valor de cálculo del esfuerzo cortante resistente de una losa mixta.

No se analiza el punzonamiento frente a cargas concentradas.

No se analiza la fisuración en regiones de momento flector negativo.

Para el cálculo de flechas se aplica el método de **Bran-son**, dado que es conocida tanto la armadura superior (negativos) como la inferior (ya sea chapa, ya sea armado de positivos).

En las opciones de cálculo del programa se definen los coeficientes de flecha para la fase constructiva y para la de servicio.

Como se ha dicho anteriormente, el programa comprueba y dimensiona para que no se superen los límites de flecha definidos para la fase constructiva. Esto lo realiza aumentando el espesor de la chapa o colocando sopandas. Aunque en la fase de servicio tan sólo se comprueba la flecha, **CYPECAD** no dimensiona la chapa, consiguiendo de esta manera que se cumplan los límites de flecha definidos para la fase de servicio, ya que lo que evita superar los límites es un aumento del canto total del forjado.

## 10. Escaleras

El módulo de **Escaleras** calcula y dimensiona las armaduras de losas de escaleras como elementos aislados de la estructura. Según la geometría, tipo y disposición de los apoyos y las cargas gravitatorias aplicadas, el programa determina las reacciones sobre la estructura principal, que se traducen en cargas lineales y superficiales (para los recrecidos) en las hipótesis de carga permanente y sobrecarga de uso.

Se entiende por núcleo de escaleras el conjunto de tramos de escaleras entre plantas que definen la circulación vertical de una determinada zona de un edificio. Se entiende por tiro la parte inclinada de una escalera formada por una sucesión continua de peldaños que salvan el desnivel entre dos planos horizontales.

Se llama meseta, rellano o descansillo al plano horizontal intermedio entre dos tiros consecutivos.

El programa resuelve núcleos de escaleras cuyos tramos entre plantas estén formados por tiros (paralelos u ortogonales entre sí) de los siguientes tipos:

- Un tiro recto
- Dos tiros rectos con meseta de media vuelta
- Tres tiros rectos con mesetas de cuarto de vuelta
- Dos tiros rectos con meseta de cuarto de vuelta
- Dos tiros rectos consecutivos con meseta Intermedia
- "n" tiros rectos con mesetas de media vuelta
- "n" tiros rectos con mesetas de cuarto de vuelta

Además, en tipología libre de escaleras, cada tramo entre plantas de los núcleos de escaleras puede definirse utilizando cualquier tipología que esté compuesta por alguno de los siguientes elementos:

- Tiro recto
- Meseta intermedia
- Meseta de cuarto de vuelta
- Meseta de media vuelta

Los tiros rectos de cada tipología de escaleras pueden definirse con losas horizontales en su inicio y en su final. El usuario define la longitud de cada una de las losas que tendrán como ancho el ámbito de la escalera.

El recrecido inicial puede definirse de las siguientes formas:

- Recrecido recto
- Recrecido con meseta con giro, sin partir
- Recrecido con meseta con giro, partida

Las mesetas de media vuelta pueden definirse con un ancho diferente al ámbito del núcleo de escaleras.

### 10.1. Datos comunes del núcleo de escaleras

En la pestaña Datos del núcleo de escaleras se definen las características geométricas y las cargas del núcleo de escaleras.

Estas características son comunes para todos los tramos entre plantas de un mismo núcleo de escaleras. En el caso particular de que un núcleo de escaleras tenga valores diferentes en sus tramos (cargas diferentes, por ejemplo) debe introducirse como dos núcleos.

#### Características geométricas

- **Ámbito.** Es el ancho de la escalera o longitud de los peldaños.

- **Huella y Contrahuella.** La huella es el ancho del escalón medido en planta y la contrahuella es la distancia, en vertical, entre dos huellas consecutivas (altura del peldaño o tabica).
- **Giro.** Puede seleccionarse Izquierda o Derecha dependiendo del sentido de giro que toma la persona que transita por ella cuando asciende.
- **Formación del último escalón.** El último escalón de un tiro ascendente podrá ser de dos tipos:
  - La meseta o la entrega forman el último Escalón
  - El último escalón se formará sobre el tramo Inclinado

### Cargas

- **Peldañeado.** El programa permite seleccionar si el peldañeado está Hormigonado con la losa, o bien es Realizado con ladrillo, que son las dos formas más habituales de realizar el peldañeado de una escalera  
Este dato influye en el cálculo de las cargas permanentes aplicadas a la escalera y en la medición del hormigón empleado en su construcción.
- **Cargas de barandilla, solado y sobrecarga de uso.** El peso de las barandillas que se solicita es el total, por lo que el usuario tiene que introducir este dato considerando si hay una o dos barandillas.

## 10.2. Datos de los tramos del núcleo de escaleras

Los tramos de escaleras son las fracciones del núcleo de escaleras que van de una planta a otra y pueden estar compuestos por uno o varios tiros. Las características que se definen en los tramos pueden ser diferentes para cada uno de ellos (canto de la losa, recrecido inicial, disposición de tiros y mesetas, número de escalones de cada tiro, ancho del ojo de la escalera, recrecido en mesetas, definición de los apoyos de las mesetas, etc.).

Para asignar una tipología al nuevo tramo de escaleras, se puede elegir ésta de las tipologías predefinidas del programa.

El conjunto de tipologías forma parte de la biblioteca de la obra, con lo que una misma tipología podría utilizarse en uno o varios tramos de escaleras y, por lo tanto, en uno o varios núcleos de escaleras de la obra.

A su vez, el programa permite utilizar tipologías de escaleras entre distintas obras a través de la gestión de la biblioteca, con la que se pueden importar o exportar tipologías.

En el diálogo **Crear > Tipologías de escaleras** se especifican los siguientes datos:

- **Referencia de la tipología.** Identifica la tipología del tramo definido.
- **Canto de la losa.** El canto de la losa puede ser propuesto por el programa o bien, indicado por el usuario. Para que el programa predimensione el canto de la losa, basta con no tener activada la casilla **Canto de la losa**; con lo que el programa asigna un canto cuyo valor es 1/30 de la luz real máxima entre apoyos. Cuando se activa la casilla **Canto de la losa** el usuario especifica manualmente el canto de la losa de escalera.
- **Desnivel del arranque.** Es posible indicar un desnivel en el arranque de cada tramo de escalera (mayor o igual a 10 cm) con el fin de representar un posible recrecido del forjado.

Son ejemplos de aplicación del uso de este valor los casos de escaleras que arrancan en cimentación y deben atravesar un forjado sanitario o atravesar el paquete de enchado más solera de un sótano, o los de escaleras que arrancan en rellanos sobreelevados respecto a la planta correspondiente

- **Recrecido inicial.** Si existen escalones recrecidos en el arranque de un tramo de escalera se debe indicar el número de dichos escalones. Una vez calculada la escalera, el programa aplica a la estructura principal una reacción superficial uniforme correspondiente al peso medio de los escalones recrecidos en la hipótesis de

carga permanente. El programa no genera la sobrecarga de uso del recrecido en la zona ocupada por este puesto que dicha superficie se sitúa sobre un elemento estructural (por ejemplo forjado) que ya conlleva una sobrecarga de uso.

- **Disposición de tiros y mesetas.** Se selecciona uno de los tipos indicados en el punto.
- **Número de escalones.** Según la tipología de escalera seleccionada, el programa solicitará el número de escalones de cada uno de los tiros que la componen.
- **Ancho del ojo de la escalera.** Este dato se solicita solamente si existen mesetas de media vuelta.
- **Recrecido en mesetas.** Si existe, se indica el número de escalones que lo componen.
- **Definición de los apoyos de las mesetas.** El programa admite que las mesetas estén apoyadas o libres (en vuelo).

Para el caso de mesetas apoyadas, las situaciones de los apoyos pueden ser: Frontal, Lateral, Ambos (combinación de los dos anteriores)

**Tipo y Ancho del apoyo.** Se admiten los siguientes tipos de apoyos para los bordes de las mesetas:

- **Tirante colgado:** es el caso de barras que sujetan el borde de la meseta al elemento estructural (generalmente una viga) situado en la planta superior, por encima de la meseta. El programa requiere el ancho para considerar el peso del muro de ladrillo situado entre la meseta y la planta superior.
- **Muro de fábrica (\*)**
- **Muro de hormigón (\*)**

(\*) Su peso gravita sobre el elemento estructural de la planta inferior situado bajo el borde apoyado de la meseta. Se considera el peso propio de un muro de espesor dado y de una altura igual a la diferencia de cota entre la meseta y la planta inferior. Se considera un peso específico de 1.60 t/m<sup>3</sup> para el caso de muro de fábrica y de 2.50 t/m<sup>3</sup> para el de un muro de hormigón. Si existiese un tramo de muro entre la meseta y la planta superior o cualquier otro cerramiento, el usuario debe aplicar a la planta inferior la carga lineal correspondiente al peso de dicho elemento.

- **Conectores:** se trata del caso de conectores de cortante que vinculan las mesetas a un elemento estructural tipo viga o muro, al cual se le transmite la reacción en el eje del ancho de apoyo definido.

Una vez insertado el núcleo de escaleras, puede seguir introduciendo nuevos núcleos de escaleras idénticos al anterior, cuyas referencias se numeran consecutivamente.

Pulse el botón derecho del ratón para finalizar la introducción de núcleos.

Si existe algún problema geométrico en la introducción del núcleo de escaleras, el programa lo indica mediante un mensaje de error en pantalla.

### 10.3. Resultados, listados y planos del módulo Escaleras

#### Visualizar el despiece de un núcleo de escaleras

Para ver las armaduras de un núcleo de escaleras debe seleccionarse el botón  del menú flotante **Escaleras** y, a continuación, pulsar con el botón izquierdo del ratón sobre el núcleo del que se desea consultar sus armaduras. Si es la primera vez que selecciona el núcleo o si se han realizado cambios respecto al cálculo anterior, el programa procederá al cálculo y armado del mismo. Una vez calculado el núcleo, se muestra una ventana con el armado de cada uno de los tramos que lo componen.

Para visualizar el armado del resto de tramo, se utiliza el menú desplegable que se encuentra en la esquina superior izquierda de la ventana.

#### Visualizar los desplazamientos y esfuerzos mediante diagramas de isovalores

El programa calcula las escaleras en forma aislada y por el método de los elementos finitos, generando una malla de triángulos de lámina gruesa, considerando las dos hipóte-

sis de carga habituales para el cálculo de escaleras: cargas permanentes y sobrecarga de uso.

Los apoyos en arranque y llegada se simulan mediante una viga elástica dotada de una rigidez que simule el apoyo en el forjado, de la misma forma que los apoyos intermedios de muretes, tirantes y conectores. Se obtienen las reacciones y se integran dando una carga lineal como reacción a aplicar a la estructura.

Para ver los esfuerzos y desplazamientos de un núcleo de escaleras debe seleccionarse el botón  del menú flotante **Escaleras** y, a continuación, pulsar con el botón izquierdo del ratón sobre el núcleo del que se desean consultar sus resultados. Si es la primera vez que se selecciona el núcleo, o si se han realizado cambios respecto al cálculo anterior, el programa procederá al cálculo del mismo.

Una vez calculado el núcleo, se muestra una ventana con una vista tridimensional de cada uno de los tramos de escaleras. Aquí se pueden consultar los desplazamientos y los esfuerzos, y ver la deformada del tramo seleccionado en el menú desplegable.

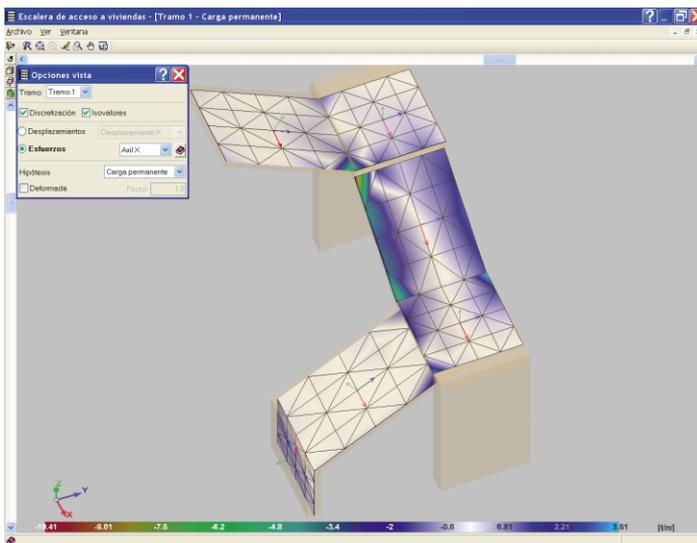


Fig. 10.1

## Cálculo de los núcleos de escaleras

Los núcleos de escaleras se calculan con cualquiera de los dos procedimientos: Cálculo completo con CYPECAD, y Cálculo individual.

Cuando se calcula la obra completa con CYPECAD se calculan también todos los núcleos de escaleras, para así aplicar a la estructura principal sus reacciones. Por lo tanto, lo primero que calcula el programa son las escaleras.

Si la obra no está calculada se puede calcular cada núcleo de escaleras individualmente cuando se pulsamos por primera vez los botones  o  sobre cada núcleo, o cuando se pulsamos después de realizar cambios en el núcleo seleccionado.

Si el usuario efectúa cambios en un núcleo de escaleras una vez calculada la obra y estos cambios afectan al valor de las reacciones, es necesario realizar un recálculo de la obra para tener en cuenta las nuevas reacciones. El programa avisa de esta situación.

## Listado

En los listados de obra se agrega la opción de generar el listado de todas las escaleras introducidas en la obra.

Los listados de escaleras indican los datos generales de todos los núcleos de la obra (materiales y norma utilizada) y los datos comunes (geometrías, acciones, etc.) y particulares (reacciones sobre la estructura principal, armaduras, cuantías y esfuerzos resultantes en cada sección de los tramos) de los tramos de cada uno de los núcleos.

## Planos de escaleras

En los planos se muestra toda la información necesaria para definir el despiece de las escaleras: secciones longitudinales y transversales, tablas de características de cada tramo con sus datos geométricos, cargas y materiales.

También se incluyen los cuadros de medición de armaduras (por núcleos, tramos y resúmenes totales de acero).

## 11. Estructuras 3D integradas

Desde la versión 2007, y para aquellos usuarios que en la misma licencia hayan adquirido el programa CYPE 3D, se ha realizado una conexión entre ambos programas, con una nueva interfaz gráfica, casi idéntica a la de CYPE 3D, de manera que pueda definir una o varias zonas independientes como **Estructuras 3D integradas** y conectadas a la estructura general de grupos y sus plantas de **CYPECAD**.

Se expone el siguiente ejemplo: Un centro comercial con forjados de losa maciza (CYPECAD) cuya cubierta es metálica CYPE 3D). Posee, además, una zona de terraza parcialmente cubierta con pérgolas de madera (CYPE 3D).

Se podrían citar otros muchos ejemplos, pero se procede a definir sus principales características:

### 1. Conexión entre estructuras:

#### (CYPECAD-Estructura 3D integrada)

- Ha de ser en pilares existentes o creando previamente arranques (en Entrada de pilares).
  - También es posible conectar a vigas, muros, losas macizas y reticulares.
  - Se puede ajustar la barra que nace al centro, caras o vértices; en general, cualquier punto.
  - Pueden definirse desniveles en la conexión, de manera que se conecte en la zona media de cualquier pilar o arranque.
2. El método de cálculo es el mismo descrito en la Memoria de cálculo del programa CYPE 3D, coincidiendo la interfaz gráfica y las prestaciones.
  3. Todas las hipótesis y combinaciones generadas son comunes, y se definen en los **Datos generales** de CYPECAD.

4. Cualquier **Estructura 3D integrada** se puede calcular, dimensionar y comprobar de forma independiente, y se consideran los nudos de apoyo con vinculación exterior, coincidentes con las conexiones definidas en CYPECAD.

5. Cuando se ejecuta la estructura general de CYPECAD con la opción **Calcular obra**, se integran ambos modelos en una matriz conjunta que se resuelve con los perfiles actuales de cada **Estructura 3D integrada**, con las hipótesis de carga, que al ser comunes, se puede decir que están completamente integradas. Hay que diferenciarlo del cálculo no integrado, por el cual se calcula una parte de la estructura, se pasan sus reacciones y se calcula la otra parte.

6. **Importar obras de CYPE 3D** es una opción de CYPECAD, que permite convertirla en una estructura 3D integrada. Los materiales y las series de perfiles deben ser comunes a CYPECAD, y si no lo son, se perderán al importarse.

En cuanto a las hipótesis de carga, será comunes las correspondientes a cargas permanentes, mientras que las de sobrecargas (como viento, nieve o accidental) serán hipótesis adicionales. Los grupos de combinaciones serán los que se definan en **Datos generales** de CYPECAD. En el caso de viento, si la obra importada de CYPE 3D tiene las hipótesis definidas, conviene estudiar su compatibilidad en las hipótesis automáticas que genera el viento de CYPECAD.

**Recomendamos** la lectura de la Memoria de cálculo de CYPE 3D, como complemento necesario para entender el funcionamiento de estructuras 3D integradas, que en definitiva es la mismo que una obra aislada de CYPE 3D, con la ventaja adicional de integrarse en CYPECAD.

## 12. Implementación de normativa

Dada la cantidad de normativas implementadas en CYPECAD, su evolución y aprobación de nuevas, no se incluye en este manual la información de las más actuales que se han incluido en las últimas versiones; aunque se mantienen en este apartado la descripción de las mencionadas históricamente en esta memoria.

No obstante, las normativas disponibles se pueden consultar en cada uno de los programas, así como las que el usuario posee en su licencia consultando los permisos.

En el apartado **12.11. Otras normas** puede encontrar una lista de las normas implementadas en CYPECAD, aunque puede consultarlas más actualizadas en nuestra página web.

### 12.1. Implementaciones normativa española

#### 12.1.1. Acciones a considerar

##### 12.1.1.1. Acciones horizontales

Para la obtención de la carga de viento se considera lo indicado en la norma española **N.T.E. Cargas de viento**. Basta para ello definir la zona eólica y la situación topográfica.

#### Viento

La carga por metro cuadrado viene dada en función de la posición geográfica del edificio y de su situación, ya sea expuesta o no, así como de la altura de cada planta.

Se pueden aplicar **coeficientes reductores** para cada sentido de actuación del viento y así tener en cuenta, por ejemplo, si está al abrigo de otro edificio. También se debe indicar el ancho de banda o longitud expuesta a la actuación del viento.

Por tanto, la carga que actúa en cada planta y para cada dirección será igual al producto de la carga unitaria, obtenida en función de su posición geográfica y de su altura respecto al suelo, multiplicado por el coeficiente reductor, la altura promedio de la planta superior e inferior y el ancho de banda definido.

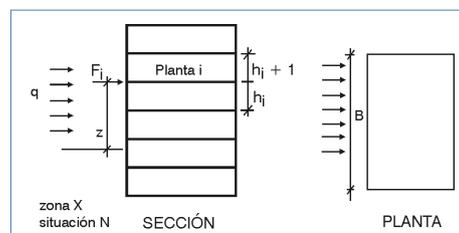


Fig. 12.1

$q = f(X, N, h)$ : Presión unitaria a la altura  $h$   
 $c$  = coeficiente reductor (0.1): Coeficiente de cargas  
 $B$ : Ancho de banda ortogonal al viento  
 $i$ : Nivel o piso considerado  
 $h_i$ : Altura inferior  
 $h_{(i+1)}$ : Altura superior

$$p = q \cdot \left( \frac{h_i + h_{(i+1)}}{2} \right) \cdot B \cdot c : \text{(carga aplicada por planta)}$$

La resultante de la acción de viento se aplica en el centro geométrico definido por el contorno de la planta. Si se refieren los desplazamientos de la planta respecto a los ejes generales se obtendrá:

$$\bar{\delta} \begin{cases} \delta_{xp} : \text{desplazamiento X de la planta} \\ \delta_{yp} : \text{desplazamiento Y de la planta} \\ \theta_{zp} : \text{giro Z de la planta} \end{cases}$$

y las fuerzas aplicadas:

$$\bar{F} \begin{cases} F_x = W_x \\ F_y = W_y \\ M_z = -W_x \cdot Y_{cg} + W_y \cdot X_{cg} \end{cases}$$

$$\bar{F} = K \cdot \bar{\delta}$$

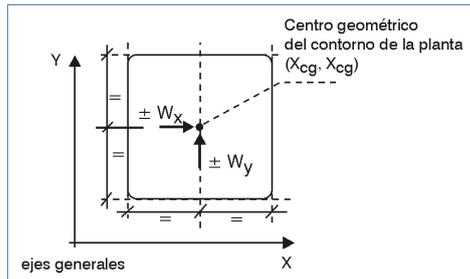


Fig. 12.2

Se calculan los desplazamientos de las hipótesis básicas en las direcciones X e Y, que, a la hora de combinarse, se convierten en 4, al multiplicarse por sus correspondientes coeficientes de carga en cada sentido (+x, -x, +y, -y).

## Sismo

**Según la Norma NCSE-94.** Se ha implementado la aplicación de la norma NCSE-94 de acuerdo al procedimiento de análisis modal espectral. Para ello se deben indicar los siguientes datos:

- **Término municipal.** Se obtiene de una tabla la aceleración sísmica básica  $a_b$  y el coeficiente de contribución.
- **Acción sísmica en las direcciones X, Y.**
- **Periodo de vida de la estructura,** en años.
- **Amortiguamiento  $\Omega$ ,** en porcentaje respecto al crítico, calculando el valor de  $v$ .

- **Coefficiente de suelo C,** según el tipo de terreno, obteniéndose el espectro correspondiente según la norma.
- **Parte de sobrecarga a considerar.**
- **Número de modos a considerar.** Se recomienda de forma orientativa dar 3 por número de plantas hasta un máximo de 30, siendo lo habitual no considerar más de 6 modos, aunque lo más sensato es consultar después del cálculo el listado de coeficientes de participación, y comprobar el porcentaje de masas movilizadas en cada dirección, verificando que corresponde a un valor alto. Puede incluso ocurrir que haya considerado un número excesivo de modos, que no contribuyan de forma significativa, por lo que se pueden no considerar y, si se recalcula, reducir tiempo de proceso.

Recuerde que el modelo considerado supone la adopción de 3 grados de libertad por planta, suponiendo en ésta los movimientos de sólido rígido en su plano: dos traslaciones X, Y, además de una rotación alrededor del eje Z. No se consideran modos de vibración verticales.

- **Ductilidad.** Criterios de armado a aplicar por ductilidad (para aplicar las prescripciones indicadas en la norma, según sea la ductilidad alta o muy alta).

Obtenidos los periodos de cada modo considerado se determinan los **desplazamientos para cada modo**. Las solicitaciones se obtendrán aplicando la regla del valor cuadrático ponderado de los modos considerados de acuerdo a lo indicado en la memorias de cálculo.

Puede consultar los valores de los esfuerzos modales en cada dirección en pilares y pantallas, así como en los nudos de losas y reticulares. En las vigas es posible consultar las envolventes.

### Prescripciones incluidas en el diseño de armaduras: Vigas

- La longitud neta de anclaje de la armadura longitudinal en extremos se aumenta un 15%.
- La armadura de refuerzo superior y la inferior pasante que llega a un nudo tienen una longitud mínima de anclaje no menor que 1.5 veces el canto de la viga.
- Si la aceleración de cálculo  $a_c \geq 0.16$  g:  
La armadura de montaje e inferior pasante mínima será  $2 \phi 16$ .

En extremos la armadura dispuesta en una cara será al menos el 50 % de la opuesta calculada.

La cuantía de estribos se aumenta un 25% en una zona de dos veces el canto junto a cada cara de apoyo. La separación será menor o igual a 10 cm.

- Para estructuras de ductilidad alta y muy alta:  
En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 50% de la cara opuesta.  
La armadura mínima longitudinal en cualquier sección debe ser, al menos, un cuarto de la máxima en su cara.
- Para estructuras de ductilidad alta:  
Estribos a menor separación en dos veces el canto junto a la cara de apoyo.

$$s \leq \begin{cases} 8 \cdot \text{diámetro barra menor comprimida} \\ 24 \text{ veces el diámetro del estribo} \\ 1/4 \text{ del canto} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- Para estructuras de ductilidad muy alta:  
Armadura mínima superior e inferior:  
 $\geq 3.08 \text{ cm}^2 (\approx 2 \phi 14)$   
Estribos a menor separación en dos veces el canto junto a la cara de apoyo:

$$s \leq \begin{cases} 6 \cdot \text{diámetro barra menor comprimida} \\ 1/4 \text{ del canto} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

### Pilares

En cabeza y pie de pilares se colocarán estribos a menor separación, siendo el mínimo de:

- Ductilidad alta:  
15 cm  
Dimensión menor del pilar/ 3
- Ductilidad muy alta:  
10 cm  
Dimensión menor del pilar/4

Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de:

- Ductilidad alta:  
45 cm  
2 veces la menor dimensión del pilar  
altura del pilar/6  
la dimensión mayor del pilar
- Ductilidad muy alta:  
60 cm  
2 veces la menor dimensión del pilar  
altura del pilar/5  
la dimensión mayor del pilar

Si la aceleración de cálculo  $a_c \geq 0.16$  g:

- Se debe seleccionar una tabla de armado preparada para cumplir mínimo 3 barras por cara y separación máxima 15 cm.

- La cuantía mínima se aumenta en un 25%.
- Opcionalmente se selecciona la colocación de estribos en el nudo y más apretados en cabeza y pie de pilar.

**Según la Norma NCSE-2002.** Se ha implementado la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02. Parte general y edificación, aprobada en el Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre, del Ministerio de Fomento, y publicada en el B.O.E. núm. 244 de 1 de octubre de 2002; y en cuya disposición transitoria Plazo de adaptación normativa se dispone lo siguiente: *"Los proyectos y construcciones de nuevas edificaciones y otras obras podrán ajustarse, durante el periodo de dos años, a partir de la entrada en vigor de este Real Decreto, al contenido de la norma hasta ahora vigente o la que se aprueba por este Real Decreto, salvo que la Administración pública competente para la aprobación de los mismos acuerde la obligatoriedad de esta última"*.

Las diferencias con la norma NCSE-94 más importantes son las siguientes:

- Mapa de peligrosidad sísmica. Varía ligeramente. Algunos municipios que no tenían sismo en la norma anterior ahora tienen una aceleración sísmica igual o superior a 0.04 g.
- Aceleración sísmica de cálculo. Nueva formulación en la que interviene el también nuevo coeficiente de amplificación del terreno.
- Espectro de respuesta elástica. Nueva formulación.
- Clasificación del terreno. El terreno tipo III de la norma anterior se divide ahora en dos tipos, con lo cual se pasa a tener de tres a cuatro tipos de terrenos.
- Masas que intervienen en el cálculo. Aumento en la fracción de carga a considerar en el caso de algunas sobrecargas de uso y en nieve. En concreto, para el caso de viviendas pasa de 0.3 a 0.5 t/m<sup>2</sup>.

- Amortiguamiento. Se reduce para el caso de estructuras de hormigón armado (igualándose a las de acero laminado) y de muros.

## 12.1.2. Materiales a emplear

### 12.1.2.1. Acero en viga y pilares metálicos

Si selecciona perfiles metálicos, recuerde que debe seleccionar las normas EA-95 en vigor, aplicando para cada tipo de acero:

- **Aceros conformados. EA-95-(MV-110)**
- **Aceros laminados/armados. EA-95-(MV-103)**

Si además calcula la placa de anclaje en el arranque, debe definir tipo de acero para la placa y los pernos.

## 12.1.3. Norma EH-91

### 12.1.3.1. Coeficientes de ponderación

#### Materiales

Los coeficientes de minoración son:

**Hormigón.** Tendrá un valor comprendido entre 1.4 y 1.7, y variará según el nivel de control de calidad en obra.

**Acero.** Se aplicará un valor comprendido entre 1.10 y 1.20, de acuerdo con el nivel del control de calidad en obra o la ausencia de control.

#### Acciones

**1.4. a 1.8.** Acciones permanentes de efecto desfavorable

**0.9 a 1.** Acciones permanentes de efecto favorable

**0.** Acciones variables de efecto favorable

**1.4 a 1.8.** Acciones variables de efecto desfavorable

### 12.1.3.2. Combinaciones

De acuerdo con las acciones determinadas en función de su origen y teniendo en cuenta tanto si el efecto de las mismas es favorable o desfavorable, así como los coeficientes de ponderación anteriormente definidos se realizará el cálculo de las combinaciones posibles del modo siguiente:

- I.  $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$
- II.  $0.9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0.9 \cdot \gamma_{fq} \cdot W$
- III.  $0.8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$

La notación empleada se rige por el art. 32 de la EH-91. Existe un archivo que contiene las combinaciones más usuales y que es modificable por el usuario.

### 12.1.4. Datos de entrada

#### 12.1.4.1. Datos generales de acciones

##### Viento

Si existe viento hay que indicar:

- Zona eólica
- Situación topográfica
- Coeficiente de cargas
- Anchos de banda por planta

##### Sismo

Si existe sismo, según NCSE-02 los datos serán:

- Término municipal de la obra
- Coeficiente de riesgo
- Amortiguamiento
- Coeficiente de suelo
- Parte de sobrecarga a considerar
- Número de modos
- Ductilidad
- Criterios de ductilidad

### 12.1.5. Obtención de resultados

#### 12.1.5.1. Consulta por pantalla

##### Resultados de sismo según NCSE-94

Se puede consultar el valor para cada modo de vibración del periodo, coeficiente de participación de masa en cada dirección X, Y, y el coeficiente sísmico.

#### 12.1.5.2. Listados

Se pueden listar los resultados de las cargas aplicadas de viento en cada dirección X, Y, así como en el caso de considerar sismo, el listado de coeficientes de participación, y los valores por pantalla.

### 12.1.6. Comprobación y dimensionamiento de elementos

Se aplica la norma EH-91 en los apartados correspondientes a las comprobaciones realizadas por el programa, indicadas en la memoria general. No se comprueba la figuración, dado que tampoco se solicita como dato el ambiente.

#### 12.1.6.1. Pilares

La excentricidad accidental es el valor mayor de 2 cm o  $h/20$ .

La **excentricidad de 2º orden** por pandeo se calcula cuando la esbeltez está comprendida entre 35 y 100. Si se supera dicha esbeltez se debe aplicar el método general de la norma, no contemplado en el programa.

Se recomienda la utilización de los efectos de segundo orden, activable en los diálogos de acciones horizontales, viento y sismo.

### 12.1.6.2. Criterio de ductilidad para vigas y pilares

Si se activan estos criterios se aplicarán una serie de requisitos en el armado de vigas. Si considera que la estructura posee una ductilidad alta o muy alta:

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 50% de la cara opuesta.  
Armado inferior  $\geq 0.5$  Armado superior  
Armado superior  $\geq 0.5$  Armado inferior (en extremos)
- La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un cuarto (1/4) de la máxima en su cara.  
Armado mínimo inferior  $\geq 1/4$  Armado máximo inferior  
Armado mínimo superior  $\geq 1/4$  Armado máximo superior
- La armadura mínima longitudinal tendrá una cuantía no menor que  $3.08 \text{ cm}^2$  tanto superior como inferior.
- En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocará estribos a la menor de las siguientes separaciones:  
un cuarto del canto (1/4 h)  
24 veces el diámetro del estribo  
Ductilidad alta:  
 $8 \cdot$  diámetro barra menor comprimida  
20 cm  
Ductilidad muy alta:  
 $6 \cdot$  diámetro barra menor comprimida  
15 cm
- Se amplifica el cortante un 25%.
- En cabeza y pie de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:  
Ductilidad alta:  
dimensión menor del pilar / 3

15 cm

Ductilidad muy alta:

dimensión menor del pilar / 4

10 cm

- Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:  
Ductilidad alta:  
45 cm  
2 veces la dimensión menor del pilar  
altura del pilar / 6  
la dimensión mayor del pilar  
Ductilidad muy alta:  
60 cm  
2 veces la dimensión menor del pilar  
altura del pilar / 5  
la dimensión mayor del pilar

## 12.2. Implementaciones normativa portuguesa

### 12.2.1. Acciones a considerar

#### 12.2.1.1. Acciones horizontales

##### Viento

De acuerdo a lo indicado en el R.S.A.

##### Sismo

De acuerdo a lo indicado en el R.S.A., se puede aplicar:

- Método estático (Rayleigh)
- Método dinámico (Análisis modal espectral), indicándose que se tiene en cuenta de forma simultánea tanto los espectros tipo I como II.

## 12.2.2. Materiales a emplear

### 12.2.2.1. Acero en viga y pilares metálicos

Seleccione en función del tipo de acero la norma de aplicación, que será:

**Aceros conformados.** MV-110 (Portugal)

**Aceros laminados.** R.E.A.E.

## 12.2.3. Coeficientes de ponderación

### 12.2.3.1. Materiales

Los coeficientes de minoración de los materiales son:

**Hormigón.** 1.5

**Acero.** 1.15

### 12.2.3.2. Acciones

Ver los coeficientes aplicables en **Combinaciones**.

## 12.2.4. Datos de entrada

### 12.2.4.1. Datos generales de acciones

#### Viento

De acuerdo a lo indicado en el R.S.A.

#### Sismo

De acuerdo a lo indicado en el R.S.A.

## 12.2.5. Comprobación y dimensionamiento de elementos

Se aplica la norma R.E.B.A.P. en las comprobaciones indicadas en la memoria.

### 12.2.5.1. Pilares

La excentricidad accidental es el mayor valor de  $l_0/300$  y 2 cm.

La excentricidad de segundo orden se calcula de acuerdo a lo indicado en la norma.

Se considera la excentricidad por fluencia. Se limita la esbeltez a 140.

### Criterios de diseño sísmico

Se han incluido los criterios de ductilidad mejorada.

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 50% de la cara opuesta.  
Armado inferior  $\geq 0.5$  Armado superior  
Armado superior  $\geq 0.5$  Armado inferior (en extremos)
- La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un cuarto (1/4) de la máxima en su cara.  
Armado mínimo inferior  $\geq 1/4$  Armado máximo inferior  
Armado mínimo superior  $\geq 1/4$  Armado máximo superior
- La armadura mínima longitudinal será un diámetro 12 mm en cada esquina, tanto superior como inferior.
- En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocará estribos a la menor de las siguientes separaciones:  
un cuarto del canto (1/4 h)  
15 cm
- Se amplifica el cortante un 25%.
- No se considera la contribución del hormigón en la resistencia a cortante.
- La cuantía mínima de estribos es 0.2% con A235, y 0.1% con A400 y A500.

- En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:  
10 cm  
el diámetro mínimo de estribos es 8 mm.
- Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:  
la dimensión mayor del pilar  
altura del pilar / 6
- Si la esbeltez supera el valor 70, se emite un aviso.
- Si el axil máximo de cálculo, supera  $0.6 \cdot f_{cd} A_c$ , se emite un aviso.

### Pantallas

- Si la esbeltez supera el valor 70, se emite un aviso.
- La cuantía máxima se limita al 4%.
- La cuantía mínima debe ser mayor que 0.4%
- Si en bordes la tensión supera  $0.20 f_{cd}$ , se emite un aviso.
- Se amplifica el cortante un 10%.

## 12.3. Implementaciones normativa argentina

### 12.3.1. Materiales a emplear

#### 12.3.1.1. Hormigón

Se ha definido por sus resistencias a los 28 días en probeta cúbica, de acuerdo a lo indicado en la tabla 16.

Resistencia	H-13	H-17	H-21	H-30	H-38	H-47
Módulo de Elasticidad (MN/m <sup>2</sup> )	24000	27500	30000	34000	37000	39000
Resistencia de cálculo $b_R$ (MN/m <sup>2</sup> )	10.5	14	17.5	23	27	30

Curva de tensión-deformación según la figura 7.

### 12.3.1.2. Aceros

Tipos de aceros	AL-220	ADN-420	ADM-420
Límite elástico MN/m <sup>2</sup>	220	420	420
Módulo de elasticidad (MN/m <sup>2</sup> )	210000		

Curva tensión-deformación según la figura 8.

Diagrama de deformaciones según la figura 9.

Coefficientes de seguridad:

$$\gamma = 1.75 \text{ para agotamiento con preaviso}$$

$$\gamma = 2.1 \text{ para agotamiento sin preaviso}$$

### 12.3.2. Cuantías máximas de la armadura longitudinal

Armadura de tracción  $\leq 5\% A_b$  (H-13)

Armadura de tracción  $\leq 9\% A_b$  (H-17)

En compresión:  $A'_s \leq 1\% A_b$

### 12.3.3. Cuantías mecánicas mínimas

$$\beta_s = 220 \quad \bar{h}_o = h_o \frac{\beta_s}{\beta_R} \quad \bar{h}_o = 0.05$$

$$\beta_s = 420 \quad \bar{h}_o = h_o \frac{\beta_s}{\beta_R} \quad \bar{h}_o = 0.03$$

En secciones en T, se toma el ancho del nervio.

En columnas:

$$A_{STOTAL} \geq 0.8\% A_b \text{ (estáticamente necesaria)}$$

$$A_{STOTAL} \leq 9\% A_b$$

### 12.3.4. Verificación de la seguridad a pandeo

Como regla general, se considera que se está ante sistemas desplazables, por lo que se comprobará en las secciones extremas de las columnas. Se calcula la esbeltez:

$$\lambda = \frac{S_k}{i}$$

siendo:

$$S_k = \beta \cdot l, \quad \beta : \text{Coeficiente de pandeo}$$

$$i = \sqrt{I/A} : \text{Radio de giro en la dirección en estudio}$$

No se comprueba para pandeo si:

$$\lambda < 20$$

$$\lambda \leq 70, \text{ y } \frac{e}{d} \geq 3.50$$

$$\lambda > 70, \text{ y } \frac{e}{d} \geq 3.50 \cdot \frac{\lambda}{70}$$

Se comprueba en general si  $20 \leq \lambda \leq 70$ , calculando una excentricidad adicional f.

$$0 \leq \frac{e}{d} < 0.30 \quad f = d \frac{\lambda - 20}{100} \sqrt{0.10 + \frac{e}{d}} \geq 0$$

$$0.30 \leq \frac{e}{d} < 2.50 \quad f = d \frac{\lambda - 20}{160} \geq 0$$

$$2.50 \leq \frac{e}{d} < 3.50 \quad f = d \frac{\lambda - 20}{160} \left( 3.50 - \frac{e}{d} \right) \geq 0$$

Se calcula en las dos direcciones y se considera en la más desfavorable, sumándose a la excentricidad de primer orden e.

Si  $\lambda > 70$  el programa advierte de 'Esbeltez excesiva', ya que el método no es válido. Ver el art. 17.4.4 y de forma aproximada se podría utilizar el método P-delta del programa cuando actúan acciones horizontales.

Excentricidades no previstas:  $e_v = \frac{S_k}{300}$  que se considera de forma adicional en la dirección más desfavorable.

### 12.3.5. Consideración de la fluencia lenta

Cuando  $\lambda > 45$  se calcula:

$$e_k = (e_\varphi + e_v) \cdot \left[ e^{(0.8\varphi/\nu-1)} - 1 \right]$$

$$e_\varphi = \frac{M_g}{N_g}$$

donde:

$\varphi$ : Coeficiente de fluencia = 2.5 por defecto

$$e_v: \text{Excentricidad accidental} = \frac{S_k}{300}$$

$$\nu = \frac{N_E}{N_G} = \frac{\pi^2 EI}{S_k^2 \cdot N_g}$$

Por tanto, se suma a la excentricidad calculada anteriormente:

$$e = e + \text{MAX}(e_v, f) + e_k$$

No se verifica el pandeo en dos direcciones de forma conjunta, aconsejándose el empleo de los efectos de segundo orden (efecto P-delta), calculando siempre con viento.

Cuando se considera el pandeo en una dirección, en la otra sólo se considera la no prevista de forma adicional, mientras que la producida por fluencia lenta se considera en ambas direcciones simultáneamente.

### 12.3.6. Dimensionamiento a corte

Se comprueba a partir de media altura medida del borde de apoyo (0.5 h). Mediante las opciones se pueden definir otros valores.

Se aplica lo indicado en el artículo 17.5, y los valores de la tabla 18.

$$\tau_o = \frac{Q}{0.8bh}$$

Se comprueba el cortante máximo en borde apoyo, y si  $\tau_o > \tau_{o3}$ , se indica 'Sección insuficiente a corte', por compresión oblicua del hormigón.

### En Zona 1:

Si  $\tau_o > \tau_{12}$ , en teoría no es necesario armadura de corte, colocándose un mínimo  $\tau_{\min} = 0.4 \tau_{12}$  a vigas.

En losas, si  $\tau_o \leq \tau_{o11}$ , no se coloca armadura de corte.

Si el canto es mayor de 30 cm, se reduce en el factor  $K_1$ .

En cuanto a la separación máxima entre estribos, se aplican los límites de la tabla 3.1, y los que existan en las tablas de armado de estribos para vigas.

### En Zona 2:

$$\tau_{o12} < \tau_o \leq \tau_{o2}$$

y se calcula  $\tau = \frac{\tau_o^2}{\tau_{o2}} \geq 0.4 \tau_o$ , determinándose la armadura con este valor.

### En Zona 3:

$\tau_{o2} < \tau_o < \tau_{o3}$ , calculándose para  $\tau_o$  el valor de la armadura.

## Cálculo de la armadura

$$\sigma_s = \frac{\beta_s}{v}, \quad (A - 420, \sigma_s = 240 \text{ MN/m}^2), \quad v = 1.75$$

$$f_{e,s} (\text{cm}^2/\text{m}) = \frac{\tau}{\sigma_s} \cdot b \cdot 100, \quad b = \text{ancho}$$

No se utilizan barras dobladas, ni se considera la armadura de alma para resistir el corte.

En secciones en T se comprueba la unión ala-alma.

No se calcula el armado de apoyo en vigas secundarias, lo cual se deberá hacer fuera de los resultados del programa.

Para el dimensionado a torsión, se utiliza la formulación de la norma española, que da resultados muy parejos a la norma DIN-1045. Se calcula una armadura longitudinal, que se puede colocar en las esquinas y en las caras laterales (piel). Se calcula la armadura transversal necesaria, y se adiciona a la obtenida por corte, colocando la suma de ambas.

## Anclaje de las armaduras

Se calcula la longitud básica de anclaje:

$$l_o = \frac{\beta_s}{7 \cdot \tau_{1adm}} \cdot d_s$$

siendo:

$d_s$ : Diámetro

$\beta_s$ : Límite elástico del acero

$\tau_{1adm}$ : Se busca en la tabla 24, según el tipo de hormigón, acero y posición I ó II.

La longitud requerida de anclaje es:

$$l_1 = \alpha_1 \frac{A_{s\text{nec}}}{A_{s\text{exist}}} \cdot l_o \begin{cases} l_1 \geq 10d_s \\ l_1 \geq \frac{d_{br}}{2} + d_s \text{ en partida} \end{cases}$$

siendo:

$\alpha_1$ : Coeficiente según tipo de anclaje de la tabla 25

Longitud de solape (en pilares, tabiques y muros):

$$l_e = \alpha_e \cdot l_1 \left\{ \begin{array}{l} \geq 20 \text{ cm} \\ \geq 15 d_s \\ \geq 1.5 d_{br} \text{ en ganchos} \end{array} \right.$$

para los valores de  $\alpha_e$ , ver tabla 26 según Zona.

La ley de momentos se desplaza una altura útil.

Anclaje en apoyos extremos. Existe una opción que permite, si se activa, anclar en apoyo una longitud debida al esfuerzo de corte existente en el borde de apoyo que se aconseja tener activada.

### 12.3.7. Dimensionamiento de losas apoyadas en vigas

Por el método de cálculo utilizado, se obtienen los esfuerzos cortantes, momentos flectores y torsor en dos direcciones de armado, en cada nudo entre elementos de tamaño 25 cm. Es un cálculo exacto de los esfuerzos, pudiéndose considerar o no la torsión para el dimensionado de la armadura de forma opcional. No hay por tanto ningún cálculo simplificado, siendo de aplicación lo indicado en el primer párrafo del artículo 20.1.6. Armaduras, al realizarse un cálculo exacto.

Las limitaciones indicadas se pueden establecer mediante las opciones de cálculo, que se recomienda revisar, así como por las tablas de armado en cuanto a separaciones.

Se recuerda que la armadura de esquina es una consecuencia de la torsión, pudiendo prescindirse de ella, de acuerdo a lo indicado al final del artículo de la norma.

Las losas se dimensionan a flexión simple y corte, de acuerdo a los principios generales, y las cuantías mínimas y máximas especificadas en las opciones.

En el caso particular de losas apoyadas en vigas formando un contorno rectangular, se hace una igualación del armado a un promedio de la cuantía necesaria en cada dirección y se coloca una armadura única, lo que facilita la construcción de la misma. No se considera el levantado de barras a 45°.

### 12.3.8. Losas nervuradas y con apoyos puntuales

Se dimensionan igual que las losas, pero con la sección rectangular en zonas macizas y en T en zonas aligeradas.

Se comprueba la seguridad al punzonado en superficies paralelas a los bordes de apoyo (columnas, muros, tabiques, vigas de apoyo) a una distancia de 0.5 h, verificándose:  $\tau_r \leq \chi_2 \cdot \tau_{o2}$ . En caso contrario se obtendrá el mensaje 'Sección insuficiente'.

Si  $\tau_r \leq \chi_1 \cdot \tau_{o11}$  no necesita refuerzo.

Si  $\chi_1 \cdot \tau_{o11} \leq \tau_r \leq \chi_2 \cdot \tau_{o2}$ , se arma, absorbiendo la armadura 0.75 del cortante.

$\chi_1$  y  $\chi_2$  según fórmulas del art. 22.5.2. (pág. 299).

Vigas de gran altura: No se consideran en el cálculo, por lo que se deberá comprobar manualmente.

### 12.3.9. Elementos comprimidos

Aun cuando el programa permite introducir columnas y tabiques, no limita sus dimensiones, si bien avisa cuando  $b < 5 d$  en tabiques, indicando que son dimensiones de columnas.

En cuanto a las cuantías mínimas (ya comentadas), disposiciones de armado, armadura mínima, estribos, su separación mínima y máxima, atado de barras, etc., se reco-

mienda consultar las opciones de configuración del programa, así como las tablas de armado, pues en estos apartados queda todo ello definido.

## 12.3.10. Acciones horizontales

### 12.3.10.1. Acción del viento según C.I.R.S.O.C. 102

Se muestran en un diálogo los datos a introducir para generar la carga de viento.

Se calcula la velocidad básica de diseño  $V_0$ :

$$V_0 = C_p \cdot b$$

siendo:

$C_p$ : Coeficiente de velocidad probable (dato)

$b$ : Velocidad de referencia (dato)

Calcula la presión dinámica básica  $q_0$ :

$$q_0 = 0.00613 V_0^2 \text{ (en kN/m}^2\text{)}$$

y la presión dinámica de cálculo  $q_z$ :

$$q_z = q_0 \cdot C_z \cdot C$$

$C_z$  se determina a partir del parámetro de rugosidad  $Z_{0,i}$  (dato) y aplicando la fórmula:

$$C_z = \left[ \frac{l_u \cdot \frac{z}{Z_{0,i}}}{l_u \cdot \frac{10}{Z_{0,1}}} \right]^2 \cdot \left( \frac{Z_{0,i}}{Z_{0,1}} \right)^{0.1412}$$

siendo:

$Z$ : Altura, valor conocido, y que se calcula para cada planta, ya que se conoce su cota.

$C$ : Coeficiente de cargas adimensional que se define en la cabecera del diálogo, y que se utiliza como un coeficiente multiplicador de la presión dinámica, y que engloba la presión y la succión que pueda existir o la forma del edificio, y el coeficiente global de empuje, como producto de todos ellos. Para cada dirección y sentido del viento puede ser distinto y se debe dar como dato.

Por ejemplo: si existe presión + succión = 1.3 y un coeficiente de forma = 0.8, se indicará  $C = 1.3 \cdot 0.8 = 1.04$ , en esa dirección.

Incluye por tanto el producto de los coeficientes  $C_E \cdot C_d \cdot c$  de la norma C.I.R.S.O.C. 102, que debe introducirse por el usuario.

Para calcular el área expuesta  $A$ , superficie ortogonal al viento en cada planta, se pregunta por el ancho de banda (dato) o longitud de fachada perpendicular a la dirección del viento, que multiplicada por la altura media de la planta, proporciona el valor de  $A$ .

Multiplicando el área  $A$  por la presión dinámica de cálculo se obtendrán las cargas por plantas:

$$\frac{\text{Carga}}{\text{Planta}} = q_z \cdot A$$

Se recuerda que se debe consultar la C.I.R.S.O.C. 102, para introducir el coeficiente cargas  $C$ , que se ha definido como el producto de los diferentes coeficientes de presión, forma, global de empuje, etc., que puedan afectar a nuestra construcción en estudio, y que a priori no se conoce por los datos introducidos, por lo que se calcularán aparte dichos coeficientes y se multiplicarán, introduciendo su producto en el coeficiente de cargas de la cabecera del diálogo.

### 12.3.10.2. Acción del sismo

Para la determinación de las acciones sísmicas se ha utilizado la C.I.R.S.O.C. 103, Parte I, Construcciones en General (Agosto 1991).

Se solicita en primer lugar la Provincia y el Término Municipal donde ubica la construcción, lo cual define la zona sísmica, 0, 1, 2, 3 ó 4, que se puede ver en la columna Zona.

A continuación se indica si se calcula en las dos direcciones X, Y referidos a los ejes coordenados del edificio.

Se indica el agrupamiento de la construcción según su destino, Grupo A<sub>0</sub>, A ó B, determinando el factor. Seguidamente el tipo de terreno tipo I, II ó III. A continuación la parte de sobrecarga o factor de simultaneidad según el uso.

Se define el amortiguamiento en % respecto al crítico, según el tipo de construcción.

Se indica la ductilidad global (h) a partir de la nominal, para calcular el factor de reducción R.

$$R = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_1} \quad (T \leq T_1)$$

$$R = \mu \quad (T \geq T_1)$$

Los espectros se determinan a partir del capítulo 7, determinándose los valores en la Tabla 4.

$$S_a = a_s + (f_A^b - a_s) \cdot \frac{T}{T_1} \quad (T \leq T_1)$$

$$S_a = f_A^b \quad (T_1 \leq T \leq T_2)$$

$$S_a = b \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \cdot \left[ 1 + (f_A - 1) \cdot \frac{T_2}{T} \right] \quad (T \geq T_2)$$

Si la construcción es asimétrica, activando, aumenta un 15% el sismo. No se determinan acciones sísmicas verticales.

Se aplica el método general de Análisis Modal Espectral, ya explicado en la memoria.

Se han incluido las combinaciones de los capítulos 10 y 11.

Los estados de carga se pueden seleccionar en las combinaciones, de acuerdo a los coeficientes que se muestran, y que se pueden modificar en **Datos generales** > botón **Estados límite (combinaciones)** > botón **Configurar combinaciones para cada estado límite**. En cuanto al control de las distorsiones, se pueden verificar de forma

manual, consultando los desplazamientos máximos en los pilares de cada planta y dividiendo por la altura del piso; o puede consultar las distorsiones (menú Archivos > Imprimir > Listados de la obra > Distorsiones de pilares).

Se han incluido las disposiciones relativas a la parte II del Reglamento INPRES-C.I.R.S.O.C. 103.

Todo lo referente a calidades mínimas de los materiales así como dimensiones de los elementos sin datos a introducir por el proyectista, que debe conocer las prescripciones del Reglamento.

## 12.3.11. Dimensionamiento de elementos

### 12.3.11.1. Vigas

- Se amplifica el cortante por 1.35.

5.5.4. Valor límite de la tensión de corte:

$$\text{máx. } \tau_{ou} \leq Z \cdot 0.95 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

5.5.5. Determinación de la armadura de corte. Se aplica la formulación indicada en este apartado.

5.6.1.3.2. Cuantías mínimas y máximas. Se aplica lo indicado.

5.6.1.3.3. Relaciones entre secciones de armaduras longitudinales.

5.6.1.3.4. Armaduras longitudinales mínimas.

5.6.1.3.6. Anclaje de armaduras longitudinales.

5.6.1.3.7. Empalme de armaduras.

5.6.1.4. Armaduras transversales.

5.6.1.4.1. Armaduras transversales especiales.

5.6.1.4.2. Armaduras transversales convencionales.

5.6.1.5. Armaduras longitudinales en caras laterales de vigas.

5.6.1.6. Armaduras en 'X' en extremos de vigas. No se dibujan, pero se emite un mensaje de error en vigas como advertencia de su necesidad, que deberá indicarse por parte del proyectista con el detalle adicional adecuado.

### 12.3.11.2. Columnas

5.6.2. Elementos estructurales sometidos a compresión y flexión (Columnas).

5.6.1.2. Valores de diseño para solicitaciones normales.

5.6.2.2. Valores de diseño para esfuerzos de corte. No se realiza el diseño por corte en columnas, que deberá verificarse de forma manual.

5.6.2.3. Limitación de las fuerzas axiales de diseño.

5.6.2.4. Armaduras longitudinales de columnas.

5.6.2.4.1. Cuantías máximas y mínimas.

5.6.2.4.2. Separación máxima entre barras longitudinales.

5.6.2.4.3. Empalmes de barras longitudinales.

a) y b). Revisar la opción para que no se haga reducciones.

c) Revisar la opción en **Cimentaciones**.

5.6.2.5. Armaduras transversales especiales.

5.6.2.5.1. Zonas en que se colocarán.

5.6.2.5.2. y 5.6.2.5.4. Sección de las armaduras de confinamiento para columnas con estribos rectangulares y circulares. Se aplica una cuantía volumétrica determinada con la siguiente formulación:

$$\frac{A_w \cdot \beta_s}{A_k \cdot S_e \cdot \beta_R} > 0.12$$

$A_w$ : Volumen de armaduras transversal

$A_k$ : Sección del núcleo de la columna

$S_e$ : Separación entre estribos

5.6.2.5.3 y 5.6.2.5.5. Disposición de las armaduras de confinamiento para columnas con estribos rectangulares y circulares.

5.6.2.6. Armaduras transversales convencionales.

5.6.2.9. Restricción al pandeo de barras longitudinales. Para ello consulte la tabla de armado de columnas seleccionada y revise la disposición de estribos, ya que es configurable por el proyectista.

5.7.5. Armaduras de corte en los nudos.

5.7.5.1. Armaduras horizontales.

5.7.5.2. Armaduras verticales. Se comprueba que la armadura dispuesta en cada caso sea al menos igual al 40% de la cuantía de la ortogonal a ella.

5.7.7. Armaduras longitudinales de columnas en zona de nudos de forma opcional, los empalmes se pueden hacer en la mitad central.

### 12.3.12. Criterios de ductilidad

Se aplican los requisitos de diseño de la CIRSOC 103, parte II.

#### 12.3.12.1. Vigas

- Se amplifica el cortante un 35%.
- El dimensionado por corte se realiza de acuerdo a 5.5.
  - cuantía máxima de la armadura traccionada: 0.025
  - cuantía mecánica mínima de tracción: 0.10
  - cuantía mecánica máxima de tracción: 0.50 en zonas confinadas
- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 50%/Z de la cara opuesta.

Armado inferior  $\geq 0.5/Z$  Armado superior

Armado superior  $\geq 0.5/Z$  Armado inferior (en extremos)

- La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un cuarto  $(1/4)/Z$  de la máxima en su cara.

Armado mínimo inferior  $\geq 0.25/Z$  Armado máximo inferior

Armado mínimo superior  $\geq 0.25/Z$  Armado máximo superior

- La armadura mínima longitudinal será de un diámetro en mm en cada esquina, tanto superior como inferior:

Zona	diámetro
1	8
2	10
3	10
4	12

- si los diámetros superan los indicados en la tabla 5, se emite un mensaje de aviso.
- se puede seleccionar de forma opcional que el anclaje de barras longitudinales se realice fuera de la zona de confinamiento.

En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocarán estribos a la menor de las siguientes separaciones:

un cuarto de la altura total

$10 \cdot$  diámetro barra menor

20 cm

- El diámetro mínimo de estribos será de 6 mm, excepto si la barra longitudinal supera 20 mm, y en ese caso será de 8 mm.
- Si la distancia entre ramas de estribos supera 30 veces el diámetro del estribo y existen barras intermedias sin atar, se emite un mensaje de aviso.
- En zona de corte 3 en extremos de vigas se coloca un refuerzo lateral en las caras de apoyo como armadura de piel.

- En zona de corte 3 y zonas sísmicas 3 ó 4 se emite un mensaje de aviso para que coloque de forma manual armaduras en 'X' en extremos.

### 12.3.12.2. Columnas

- Se amplifican los momentos en un 35%.
- Se limita el axil máximo de cálculo al 75% de la resistencia de cálculo del hormigón.
- La cuantía geométrica será mayor que 0.01 y menor que 0.06.
- En cabeza y pie, así como en el nudo de columnas, se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:
  - 10 cm
  - dimensión menor del pilar/2
  - $9 \cdot$  diámetro de la menor barra vertical
- Los estribos del apartado anterior se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:
  - la dimensión mayor del pilar
  - altura del pilar / 6
  - 50 cm
  - El diámetro mínimo de estribos será 8 mm.
- La cuantía volumétrica de estribos en dicha zona será mayor que 0.12.
- La separación de estribos en el resto de la columna, será el menor valor de:
  - $0.60 \cdot Z \cdot$  menor dimensión
  - 20 cm
- La separación entre barras verticales y estribado a disponer no se controla, por lo que debe revisar la tabla de armado de columnas que vaya a utilizar para que cumpla los requisitos de los apartados 5.6.2.4.2. y 5.6.2.5.3. , en lo referente a atado de las barras verticales y estribos.

### 12.3.12.3. Tabiques de hormigón armado

- Se amplifica el cortante en un 25%.

Armado horizontal:

- cuantía mínima 0.0025
- diámetro máximo  $\leq$  espesor/10
- separación máxima 20 cm

Armado vertical:

- cuantía mínima 0.0025
- diámetro máximo  $\leq$  espesor/10
- diámetro mínimo 8 mm
- separación máxima 20 cm
- cuantía vertical  $\geq$  1/5 cuantía horizontal
- cuantía máxima 0.05

## 12.4. Implementaciones normativa brasileña

### 12.4.1. Opciones de cálculo

#### 12.4.1.1. Momentos mínimos

En vigas se toma por defecto un  $pl^2/18$  en positivos.

#### Otras opciones

De forma opcional se puede calcular a fisuración de acuerdo a lo indicado en el punto 1.4.2.2., indicando la abertura de fisura.

### 12.4.2. Acciones a considerar

#### 12.4.2.1. Acciones horizontales

##### Viento

Se calcula la velocidad característica  $v_k$  (m/seg).

$$v_k = v_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Se indican como datos los siguientes valores:

$v_o$ . Velocidad básica (m/seg), que puede consultarse en el mapa.

$S_1$ . Factor topográfico; depende del punto y de la topografía del lugar. Puede ser diferente para cada dirección y en sentido de actuación del viento (+x, -x, +y, -y).

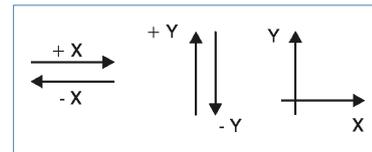


Fig. 12.3

Se define un coeficiente carga  $C_i$  que puede englobar los coeficientes de forma, presión, succión, arrastre, etc., para cada dirección y sentido de actuación del viento (+x, -x, +y, -y).

La presión dinámica del viento  $q$  será:

$$q = 0.0613 v_k^2 \quad (\text{en } \text{kp}/\text{cm}^2)$$

y se calcula a nivel de cada planta.

La carga total de viento  $F_i$  en una dirección y sentido será:

$$F_i = C_i \cdot q \cdot A_i$$

siendo:

$A_i$ : Área expuesta perpendicular al viento

$i$ : Nivel correspondiente al forjado  $i$

El área expuesta se calcula a partir de la anchura de banda a nivel de cada planta  $i$  y en cada dirección X e Y (Fig. 10.4).

$$A_i = B \cdot \left( \frac{h_i + h_{(i+1)}}{2} \right)$$

siendo:

$h_i; h_{(i+1)}$ : Alturas de planta inferior y superior a la planta  $i$   
 $B$ : Longitud fachada expuesta perpendicular a la dirección de actuación del viento

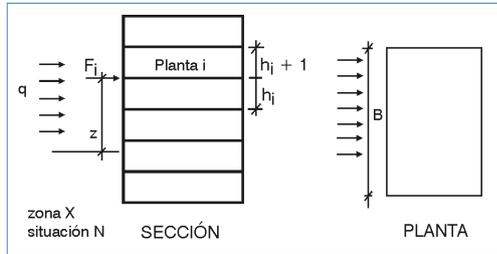


Fig. 12.4

La resultante de la acción de viento se aplica en el centro geométrico definido por el contorno de la planta. Si se refieren los desplazamientos de la planta respecto a los ejes generales se obtendrá:

$$\bar{\delta} \begin{cases} \delta_{xp} : \text{desplazamiento X de la planta} \\ \delta_{yp} : \text{desplazamiento Y de la planta} \\ \theta_{zp} : \text{giro Z de la planta} \end{cases}$$

y las fuerzas aplicadas:

$$\bar{F} \begin{cases} F_x = W_x \\ F_y = W_y \\ M_z = -W_x \cdot Y_{cg} + W_y \cdot X_{cg} \end{cases}$$

$$\bar{F} = K \cdot \bar{\delta}$$

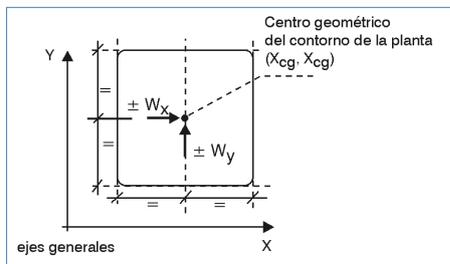


Fig. 12.5

Las fuerzas aplicadas en las hipótesis básicas son:

$$W_x = (v_o \cdot S_2 \cdot S_3)^2 \cdot 0.0613 \cdot A_{ix}$$

$$W_y = (v_o \cdot S_2 \cdot S_3)^2 \cdot 0.0613 \cdot A_{iy}$$

Se calculan los desplazamientos de las hipótesis básicas en las direcciones X e Y, que, a la hora de combinarse, se convierten en 4, al multiplicarse por sus correspondientes coeficientes de carga en cada sentido (+x, -x, +y, -y).

Cuando en una misma planta hay zonas independientes, se hace un reparto de la carga total proporcional al ancho de cada zona respecto al ancho total B definido para esa planta (Fig. 12.5).

Siendo B el ancho de banda definido cuando el viento actúa en la dirección Y, los valores  $b_1$  y  $b_2$  son calculados geoméricamente por **CYPECAD** en función de las coordenadas de los pilares extremos de cada zona. Por tanto, los anchos de banda que se aplicarán en cada zona serán:

$$B_1 = \frac{b_1}{b_1 + b_2} \cdot B \quad B_2 = \frac{b_2}{b_1 + b_2} \cdot B$$

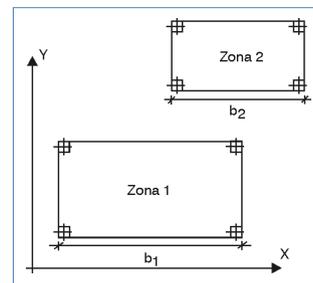


Fig. 12.6

Si se consultan los esfuerzos en pilares a cualquier nivel, cada hipótesis de viento indicada (viento 1, viento 2, viento 3, viento 4) corresponde al viento +X, -X, +Y, -Y de las cargas totales de viento aplicadas, es decir, corresponde a:

$$F_i = (v_o \cdot S_2 \cdot S_3)^2 \cdot 0.0613 \cdot A_i \cdot S_f^2 \cdot C_1$$

Si se ha anulado el viento en alguna dirección o sentido (ya sea porque  $C_i = 0$  o porque el ancho de bando  $B = 0$ ) se conserva el orden y numeración correlativo empezando por la primera hipótesis existente.

Lo mismo sucede si se consulta el listado de desplazamientos por hipótesis y plantas para las hipótesis de viento, en las que se consultan solamente los desplazamientos de las hipótesis básicas correspondientes a las cargas  $W_x$  y  $W_y$ , a falta de multiplicar por el factor topográfico el cuadrado ( $S_f^2$ ) y por el factor de cargas  $C_i$ , para obtener los desplazamientos reales de cada hipótesis de viento (viento 1, viento 2, etc.).

Si se consulta el listado de esfuerzos en cimentación se obtiene el valor de todas las hipótesis para cada dirección y sentido: viento (+X), viento (-X), viento (+Y), viento (-Y), siendo la carga total:

$$F_i = (v_o \cdot S_2 \cdot S_3)^2 \cdot 0.0613 \cdot A_i \cdot S_f^2 \cdot C_1$$

## Sismo

No existe normativa sísmica ni zonas sísmicas para su aplicación.

## 12.4.3. Materiales a emplear

### 12.4.3.1. Acero en pilares metálicos

Si selecciona perfiles metálicos recuerde que debe seleccionar las normas en vigor, aplicando para cada tipo de acero:

**Aceros conformados.** AISI Brasil

**Aceros laminados/armados.** NBR 8800

Si, además, calcula la placa de anclaje en el arranque, debe definir tipo de acero para la placa y los pernos.

## 12.4.4. Coeficientes de ponderación

### 12.4.4.1. Materiales

Los coeficientes de minoración que se aplican a los materiales utilizados son:

**Hormigón.** Tendrá un valor comprendido entre 1.3 y 1.5, y variará según el nivel de control de calidad en obra.

**Acero.** Se aplicará un valor comprendido entre 1.15 y 1.25, de acuerdo con el nivel del control de calidad en obra o la ausencia de control.

### 12.4.4.2. Acciones

**1.4:** Acciones permanentes de efecto desfavorable

**0.9:** Acciones permanentes de efecto favorable

**1.4:** Acciones variables de efecto desfavorable

**0:** Acciones variables de efecto favorable

## 12.4.5. Combinaciones

### 12.4.5.1. Estados límite últimos

La combinación expresada de forma general es:

$$\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$$

donde:

$\gamma_{fg}$ : Coeficiente de ponderación de las acciones de carácter permanente, que varían entre un mínimo (0.9 = favorable) y un máximo (1.4 = desfavorable)

$\gamma_{fq}$ : Coeficiente de ponderación de las acciones de carácter variable, que varían entre un mínimo (0 = favorable) y un máximo (1.4 = desfavorable)

G: Acciones de carácter permanente

Q: Acciones de carácter variable o accidentales

Si existen varias acciones variables de diferente origen (por ejemplo,  $Q_1$  = sobrecarga y  $Q_2$  = viento), se comprobarán las siguientes combinaciones:

$$\gamma_{fg} \cdot G + 0.8 \cdot \gamma_{fq} \cdot Q_1 + \gamma_{fq} \cdot Q_2 \dots$$

$$\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_1 + 0.8 \cdot \gamma_{fq} \cdot Q_2 \dots$$

El coeficiente 0.8 se emplea para los grupos de combinaciones NB-1 y NBR 8681/84 en edificios de oficinas, y 0.6 para edificios de viviendas.

Existe un archivo que contiene las combinaciones más usuales y que es modificable por el usuario.

#### 12.4.5.2. Estados límite de utilización

La combinación con carácter general es:

- $G + \chi \cdot Q$
- $G$

Se generan dos estados de combinaciones:

Edificios:  $\chi = 0.7 G + 0.7 Q$

Otros:  $\chi = 0.5 G + 0.5 Q$

y además siempre  $G$ .

No se considera la acción del viento y el sismo para los estados límites de utilización.

- En la comprobación a fisuración se empleará siempre el valor  $G + 0.7Q$ .
- En el cálculo de deformaciones en vigas, cada una de las acciones permanentes y variables están afectadas por diferentes coeficientes que engloban el efecto de las acciones instantáneas más las diferidas para la obtención de la flecha activa total y la instantánea debida a la sobrecarga. Se recomienda consultar en **Opciones** los dibujos y la ayuda explicativa.

### 12.4.6. Datos de entrada

#### 12.4.6.1. Datos generales de acciones

##### Viento

Si existe viento hay que indicar:

- Velocidad básica
- Rugosidad: categoría y clase, y factor probabilístico
- Factor topográfico
- Coeficiente de cargas
- Anchos de banda por planta
- Consideración de efectos de segundo orden ( $\gamma_z$ )
- Valor para multiplicar

##### Sismo

Si existe sismo, los datos serán:

- Coeficiente de sobrecarga
- Coeficiente sísmico por planta, en su caso, en cada dirección X, Y.

Recuerde que en las cargas especiales se pueden añadir cargas asociadas a las hipótesis de viento y/o sismo.

### 12.4.7. Cálculo de la estructura

En esta fase se verifica si el espesor de las losas es inferior al mínimo; puede continuar pulsando ↵, en cuyo caso calculará para ese canto.

### 12.4.8. Obtención de resultados

#### 12.4.8.1. Consulta por pantalla

##### Resultados de vigas

Flecha activa total, flecha instantánea de sobrecarga, relación flecha/luz, consideración de momentos mínimos.

### 12.4.9. Listados por impresora

En listados de armados de vigas contiene las envolventes de área necesarias, en lugar de capacidades mecánicas.

### 12.4.10. Comprobación y dimensionamiento de elementos

Se aplica la norma NB-1 en los apartados indicados en la memoria.

#### 12.4.10.1. Pilares

Se tiene en cuenta la excentricidad mínima accidental de 2 cm o  $h/30$  y la excentricidad adicional por pandeo cuando se sobrepasan los límites indicados en la norma. Se comprueba y calcula la excentricidad de 2º orden cuando la esbeltez  $\lambda$  está comprendida entre 40 y 80. Si la esbeltez es mayor de 80 se considera sección insuficiente y se emite el mensaje  $\lambda > 80$ , calculando la excentricidad adicional por fluencia.

Si  $\lambda > 140$  no cumple la sección, se emite el mensaje 'ARMADO MANUAL'.

#### 12.4.10.2. Forjados de losa maciza

##### Igualación de armaduras

En losas rectangulares se hace un reparto a valores medios de los máximos en cada alineación de la malla, colocándose una armadura única en cada dirección. Lo mismo se realiza en la armadura superior a lo largo de los bordes de apoyo del paño de losa.

Si alguno de los bordes de la losa está articulado (empotramiento en borde = 0) no habrá armadura superior en la dirección perpendicular a ese borde, realizándose una redistribución de los negativos que puedan existir debido a

los momentos torsores de esquina o de empotramiento en bordes de pilares o muros, que aumentan los positivos en esas alineaciones. Ello hace que los valores del positivo en zonas centrales y de borde sean muy similares y que sea razonable la igualación a valores medios de los máximos de todas las alineaciones, siempre y cuando se considere la torsión en el armado de la losa.

### 12.4.11. Deformaciones en vigas

Los valores a considerar de los coeficientes son:

$$Y_g = 2.00 \quad Y_q = 1.00$$

#### 12.4.11.1. Verificación de la fisuración en vigas

De forma opcional se comprueba de acuerdo al art. 4.2.2 de la NB-1 y es posible especificar la abertura límite de la fisura.

Si no se verifica en alguna sección, se aumenta la armadura longitudinal hasta que cumpla. El programa emite un mensaje de error para que el usuario tenga constancia de dicho aumento de armadura y si se ha producido en positivos o en negativos.

## 12.5. Implementación norma ACI-318-99

Se ha realizado la implementación de la norma ACI-318-99 basándose en la publicación del Reglamento de las construcciones de concreto reforzado del Instituto Mexicano del cemento y del concreto, A.C. (IMCYC) y que a continuación se describe, además de las consideraciones de carácter general descritas en la memoria. Las diferencias respecto a la 318-95 se centran en el capítulo 21.

### 12.5.1. Materiales a emplear

**Hormigón.** Se ha definido la resistencia a los 28 días en probeta cilíndrica  $f_c$ , de acuerdo a los siguientes valores (en kp/cm<sup>2</sup>):

175, 200, 210, 245, 250, 280, 300, 315, 350, 420, 560, 700

Módulo de elasticidad del hormigón  $E_c = 15000\sqrt{f_c}$

**Aceros.** Se ha definido la resistencia a la fluencia del acero corrugado  $f_y$  de acuerdo a los siguientes valores (en kp/cm<sup>2</sup>):

Grado 40 ( $f_y = 2800$ ); grado 60 ( $f_y = 4200$ ); grado 75 ( $f_y = 5250$ ).

En cuanto a los diámetros utilizables se ha definido:

Marca	#3	#4	#5	#6	#7	#8
Diámetro (mm)	9.52	12.70	15.88	19.05	22.22	25.40
Marca	#9	#10	#11	#12	#14	#18
Diámetro (mm)	28.65	32.26	35.81	38.1	43.00	57.33

En las correspondientes tablas de armado se puede indicar aquéllos que desea utilizar.

Módulo de elasticidad del acero  $E_s = 2039000$  Kp/cm<sup>2</sup>.

### 12.5.2. Suposiciones de diseño

Se limita la máxima deformación de la fibra extrema en compresión del hormigón al valor  $\epsilon_c = 0.003$ , adoptándose el diagrama de pivotes siguiente:

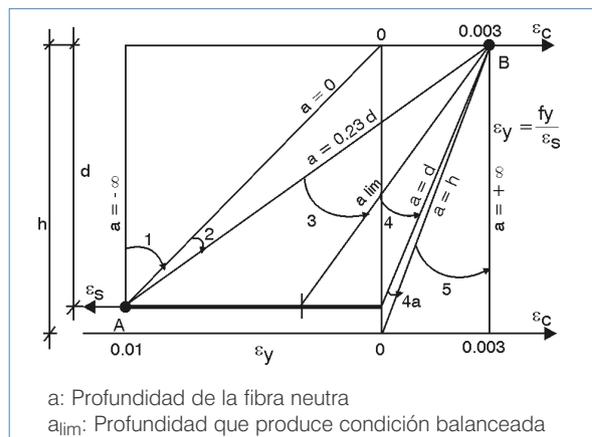


Fig. 12.7

**Zona 1:** Tracción simple o compuesta (pivote A)

**Zona 2:** Flexión simple o compuesta (pivote A)

**Zona 3:** Flexión simple o compuesta (pivote B)

**Zona 4:** Flexión simple o compuesta (pivote B)

**Zona 4a:** Flexión compuesta (pivote B)

**Zona 5:** Compresión simple o compuesta (pivote B)

Para el dimensionado de pilares se adopta un diagrama parábola-rectángulo (CEB) y para vigas y losas un diagrama rectangular, limitándose las compresiones a  $0.85 f_c$ , en una profundidad  $a = b_1 x$ , siendo  $b_1 = 0.85$  para  $f_c = 280$  se disminuye en fracciones de 0.05 cada 70 kp/cm<sup>2</sup> de aumento de resistencia, sin bajar de 0.65.

### 12.5.3. Resistencia de diseño

Los factores de reducción de resistencia considerados son:

Flexión y flexo-tracción  $\phi = 0.90$

Cortante y Torsión  $\phi = 0.85$

Flexo-compresión  $\phi = 0.70$

### 12.5.4. Control de deflexiones

El cálculo de la flecha activa se realiza según se indica en el apartado **1.13. Deformaciones en vigas** de esta Memoria, determinando:

$$M_{cr} = \frac{f_t \cdot I_g}{y_t}; \quad l_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot l_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot l_{cr} > l_b$$

Se deben consultar en **Opciones** los coeficientes de fluencia y retracción a considerar en el cálculo.

La flecha activa se limita a  $l/480$ , advirtiéndose en tal caso, además de si supera el valor de 1.5 cm en la versión actual.

### 12.5.5. Refuerzo mínimo a flexión

En vigas se coloca  $\rho_{min} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{14.5}{f_y}$  que corresponde a:

Acero	$\rho_{min}$
grado 40	0.0051
grado 60	0.0034
grado 75	0.0027

que será aplicado a la fibra de tracción en el acero.

En losas se dispone en la cara inferior una cuantía mínima de  $\rho = 0.0018$ , (si emplea un acero distinto de grado 60, deberá cambiar este valor en **Opciones**) y en la cara de tracción  $\rho = 0.0018$ . En losas apoyadas en el terreno, además existe una cuantía mínima  $\rho = 0.0018$  en la cara superior. Todos los valores son opcionales y se pueden modificar.

La cuantía mecánica mínima de la armadura de tracción  $U_s$  es:

$$U_s = A_s \cdot f_y \geq \frac{0.8}{\sqrt{f_c}} \cdot f_c \cdot b \cdot d$$

En secciones en T, en la cara de tracción coincidente con las alas, se colocará el doble de la indicada anteriormente.

### 12.5.6. Refuerzo máximo a flexión

Se limita a una cuantía máxima de tracción  $\rho = 0.025$ , además de la falla balanceada.

### 12.5.7. Refuerzo mínimo y máximo a compresión

En pilares, la cuantía mínima de armaduras longitudinal será 0.01, y como máximo 0.08 respecto a la sección total. Se limita además la cuantía máxima.

$$A_s = f_y \leq A_g \cdot f_c$$

### 12.5.8. Estribos en columnas (anillos)

La armadura mínima transversal será #3 para armaduras verticales del #3 al #10, y del #4 para las comprendidas entre #11 y #18.

La separación entre anillos se limita al menor valor de 16 veces el diámetro mínimo longitudinal, 48 veces el diámetro del anillo, la menor dimensión del pilar. En **Opciones**, se puede especificar una menor separación en cabeza y arranque de pilar.

### 12.5.9. Cálculo de piezas sometidas a flexo-compresión (columnas)

Se considerará una excentricidad mínima de  $(0.6 + 0.03 h)$  en cm en cada dirección por separado.

Para Chile:  $1.5 + 0.03 h$ .

De acuerdo a los comentarios C10.3.5 y C10.3.6 de ACI, se adopta una excentricidad mínima  $e/h=0.10$  especificada en ediciones anteriores (para pilares con estribos) y aplicable a programas por ordenador.

En cuanto a la amplificación de momentos, y de acuerdo a lo indicado en la memoria general, se debe activar el cálculo de acciones horizontales (viento y/o sismo por coeficientes o análisis modal espectral) y activar el cálculo con Efectos de Segundo Orden, que es un método simplificado P-delta de amplificación de momentos. En cuanto al coeficiente multiplicador de los desplazamientos (que es el inverso del coeficiente reductor de la rigidez  $E_I$  por fisuración) es aconsejable leer la norma.

De forma conservadora si se utiliza:

$$E_I = \frac{E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d} = \frac{2.5}{1 + \beta_d} E_c \cdot I_g$$

el coeficiente multiplicador de desplazamientos será  $= 2.5 (1 + \beta_b) \approx 4$ .

Si sólo activa el viento, puede utilizar varias normas, si las conoce. Por defecto, puede emplear la del viento genérico. Se comprueba la esbeltez de manera que:

Si  $l < 22$  no se aumenta la excentricidad adicional.

Si  $22 \leq l \leq 100$  se aumenta el momento de primer orden en la dirección más desfavorable y por separado, de acuerdo a la siguiente formulación:

El momento amplificado  $M_C$ , es igual a:

$$M_C = F_{ab} \cdot M_{2b}$$

$F_{ab}$ : Factor de amplificación

$M_{2b}$ : Momento de diseño en los extremos

$$F_{ab} = \frac{1}{1 - \frac{P_U}{P_C}}$$

$P_U$ : Axil de diseño

$P_C$ : Carga crítica de Euler

$$P_C = \frac{0.75 \pi^2 \cdot EI}{H^2}$$

$EI$ :  $0.25 E_c I_g$

$H$ : Longitud efectiva (de pandeo)

Si  $P_U \geq P_C$ , se toma  $F_{ab} = 1000$ , lo cual daría un valor exagerado.

Además, si se aplican adicionalmente los **Efectos de Segundo Orden**, que de forma opcional permite el programa y que se aconseja utilizar, se amplificarán los esfuerzos de acuerdo al método **P-delta** que se indica en la presente memoria.

Para el cálculo de la longitud efectiva de pandeo,  $l_e$ , el programa proporciona el valor  $K=1$ , siendo  $l_e = l \cdot K$ , y  $l$ , la longitud libre. Si no se aplica el método **Efectos de Segundo Orden** del programa, deberá determinar el valor del coeficiente  $K$  ( $\beta$  en el programa) de acuerdo a los ábacos de Jackson y Moreland de forma manual, pues el programa no los proporciona. Dada su complejidad, se aconseja el empleo de los Efectos de Segundo Orden como se ha indicado. Como resultado de ese cálculo se obtiene un coeficiente de estabilidad global del edificio ( $\gamma_z$ ) que, de forma aproximada, se puede relacionar con el índice de estabilidad  $Q$ .

$$\gamma_z = \frac{1}{1-Q} \Rightarrow Q = 1 - \frac{1}{\gamma_z}$$

De esta manera se puede conocer si es preciso o no rigidizar la estructura (si  $\gamma_z > 1.5$  hay que rigidizar).

Por último, y si  $\lambda > 100$ , se emite el mensaje: 'ESBELTEZ EXCESIVA'.

## 12.5.10. Dimensionamiento a cortante y torsión

Se ha mantenido la formulación anterior, ya que sus resultados prácticos son muy similares.

### 12.5.10.1. Cortante

En función del Torsor de cálculo  $T_u$ .

- En vigas:

$$\text{Si } T_u \leq \phi(0.13\sqrt{f'_c}) \sum x^2 y$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

$$\text{Si } T_u > \phi(0.13\sqrt{f'_c}) \sum x^2 y$$

$$V_c = \frac{0.53\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d}{\sqrt{1 + \left(2.5 C_t \cdot \frac{T_u}{V_u}\right)^2}}$$

- En losas:

$$V_c = \left(0.5\sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u \cdot d}{M_u}\right) \cdot b_w \cdot d \leq 0.93\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{Cuantía mínima de refuerzo: } \frac{A_v}{s} \geq 3.5 \frac{b_w}{f_y}$$

Refuerzo máximo: Si  $V_s > 2.1\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ , se emite el mensaje de error: 'ESTRIBADO EXCESIVO'.

Separación entre estribos: se limita al menor valor de  $d/2$  y 60 cm.

Si además  $V_s > 1.1\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ , se reducen las anteriores a la mitad.

### 12.5.10.2. Torsión

Se limita el valor máximo del momento torsor al valor:

$$T_u \leq \phi(1.1\sqrt{f'_c}) \sum \frac{x^2 y}{3} = T_{u \text{ lim}}$$

La contribución del hormigón en la resistencia a torsión es:

$$T_c = \frac{0.22\sqrt{f'_c} \sum x^2 y}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4 V_u}{C_t \cdot T_u}\right)^2}}$$

Si  $T_u > \phi T_c$ , se armará a torsión con estribos colocando:

$$2 \cdot \frac{A_{st}}{s} \geq \frac{2 T_s}{\alpha_t \cdot x_1 \cdot y_1 \cdot f_y}$$

siendo:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_s = \frac{T_u}{\phi} - T_c \\ \alpha_t = \left[ 0.66 + 0.33 \frac{y_1}{x_1} \right] > 1.5 \end{array} \right.$$

y una armadura longitudinal que será la mayor de:

$$A_l = 2A_t \left( \frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

$$A_l = \left[ \frac{28 x s}{f_y} \left( \frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 C_t}} \right) - 2A_t \right] \cdot \frac{(x_1 + y_1)}{s}$$

Estas armaduras se calculan a partir de un canto útil ( $d$ ) del borde de apoyo.

Se limita el armado a torsión de manera que  $T_s \leq 4 T_c$

Se realiza la comprobación conjunta de cortante + torsión:

$$\frac{T_u}{\phi(1.1\sqrt{f'_c})\sum\frac{x^2 y}{3}} + \frac{V_u}{0.6 f'_c \cdot b \cdot d} \leq 1$$

La separación de estribos se limita al menor valor de:

$$30 \text{ cm y } \frac{(x_1 + y_1)}{4}$$

La armadura mínima en caras y su separación se puede definir en **Opciones** (por defecto, toma #3 a 30 cm).

### 12.5.11. Dimensionamiento al punzonamiento

En losas y ábacos macizos de reticulares se calcula la tensión tangencial.

$$\tau_u = \frac{V_u}{\phi b_o \cdot d}$$

Para que no sea preciso reforzar con armadura transversal se ha de verificar que:

$$\tau_u \leq v_c = 1.1\sqrt{f'_c}$$

Si se supera ese valor, la contribución del hormigón a resistir cortante se reduce a  $v_c = 0.5\sqrt{f'_c}$ .

Se calcula la armadura de refuerzo:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(\tau_u \cdot b_o \cdot d) - (0.5\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d)}{\phi} \cdot \frac{1}{f_y \cdot d}$$

siendo  $b_o$  la longitud unitaria en una sección paralela a los bordes de apoyo situada a una distancia igual a  $d/2$ .

En ningún caso  $\tau_u$  puede superar el valor  $1.6\sqrt{f'_c}$  en cuyo caso se dibuja una línea **roja** rotulada con 'INSUF'.

### 12.5.12. Cálculo de las longitudes de anclaje (desarrollo)

La longitud de desarrollo básica en tracción es:

$$l_{db} = \frac{0.8}{6.6} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot db \quad \text{si } db \leq \#6$$

$$l_{db} = \frac{1}{6.6} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot db \quad \text{si } db > \#6$$

Se tomará  $C_r = 1$  para armadura inferior de vigas y losas, así como en losas y vigas de canto útil  $d < 30$  para la armadura superior.

Para armadura superior de losas y vigas cuyo canto útil sea mayor de 30 cm,  $C_r = 1.3$ , se aplicará siempre la reducción en función de la armadura necesaria por cálculo/armadura real colocada.

En ningún caso será menor que el mayor de los valores (30 cm):

$$0.113 d \cdot b \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Para pilares,  $l_{db}$  vale:

$$l_{db} = 0.075 db \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.0043 db \cdot f_y \geq 20 \text{ cm}$$

En extremos, para la terminación en gancho a 90°:

$$l_{dh} = 318 \frac{db}{\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{f_y}{4200} \geq \begin{cases} 8 \text{ db} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

En cuanto a la longitud mínima de la rama vertical (rv) del gancho a 90° será:

Diámetros	Radio de doblado	rv
#3 al #8	3 db	16 db
#9 al #12	4 db	17 db
#14 al #18	5 db	18 db

La ley de momentos se aplicará un decalaje mínimo de un canto útil en el sentido decreciente de la ley de momentos.

### 12.5.13. Cuantías mínimas en muros o pantallas

Armadura mínima vertical

Diámetros	
#3, 4, 5 con $f_y \geq 4200$	$\rho = 0.0012$
resto	$\rho = 0.0015$

Armadura mínima horizontal

Diámetros	
#3, 4, 5 con $f_y \geq 4200$	$\rho = 0.0020$
resto	$\rho = 0.0025$

Se limita la separación entre barras a 3 veces el espesor o 45 cm; las barras verticales se atarán con amarres cuando trabaje la sección a compresión y cuando la cuantía de acero sea mayor que 0.01. Se aplicará todo lo dicho para el dimensionado de pilares cuando la relación entre el lado mayor y el menor sea inferior a 5.

### 12.5.14. Dimensionamiento a cortante en muros y pantallas

La resistencia de hormigón a cortante es:

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Si existen tracciones y  $N_u < 0.25 f_{ct} \cdot d$  ( $f_{ct} = 0.45 \sqrt[3]{f'_c}$ ), se considera que  $V_c = 0.5 V_c$ , y si supera el valor  $0.25 f_{ct} \cdot d$ , se toma  $V_c = 0$ .

$N_u$ : Axil principal mayor por unidad de longitud  
 $f_{ct}$ : Resistencia a tracción del hormigón

Cuando sea el cortante mayor que la resistencia del hormigón, se colocará la armadura transversal necesaria, de acuerdo a lo indicado para losas y vigas con amarres transversales  $V_u \leq \phi (V_c + V_s)$ .

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad \frac{A_v}{s} \geq \frac{V_s}{0.9 f_y \cdot d}$$

Comprobación a fisuración. De forma opcional se puede verificar, indicando el límite de fisura en vigas.

### 12.5.15. Requisitos de diseño sísmico

Se han incluido los requisitos de diseño sísmico del capítulo 21, para zonas de riesgo sísmico elevado y riesgo sísmico moderado, que se indican a continuación.

Son de aplicación con normas sísmicas que utilicen el Análisis Modal Espectral (se incluye el fichero de texto) y que sean compatibles con la norma ACI.

Si se activan estos criterios se aplicarán una serie de requisitos en el armado de vigas. Si considera que la zona es de riesgo sísmico elevado:

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 50% de la cara opuesta.

Armado inferior  $\geq 0.5$  Armado superior

Armado superior  $\geq 0.5$  Armado inferior (en extremos)

- La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un cuarto (1/4) de la máxima en su cara.

Armado mínimo inferior  $\geq 1/4$  Armado máximo inferior

Armado mínimo superior  $\geq 1/4$  Armado máximo superior

- En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocará estribos a la menor de las siguientes separaciones:

un cuarto del canto (1/4 h)

24 veces el diámetro del estribo

8 · diámetro barra menor comprimida

30 cm

- En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:

10 cm

dimensión menor del pilar / 4

- Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:

la dimensión mayor del pilar

altura del pilar / 6

45 cm

En el resto de la altura se coloca estribo a una separación menor que 15 cm y seis veces el diámetro de la menor barra longitudinal.

- La cuantía volumétrica de estribos en dicha zona será mayor que 0.12.

La cuantía geométrica de armadura vertical será mayor que 0.01 y menor que 0.06 respecto a la sección transversal del pilar.

Recuerde que es aconsejable seleccionar la tabla de armados de pilares específica, para cumplir los requisitos de 3 barras mínimas por cara, y separación menor de 15 cm.

### Zonas de riesgo sísmico moderado

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 33% de la cara opuesta.

Armado inferior  $\geq 0.33$  Armado superior

Armado superior  $\geq 0.33$  Armado inferior (en extremos)

La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un quinto (1/5) de la máxima en su cara.

Armado mínimo inferior  $\geq 1/5$  Armado máximo inferior

Armado mínimo superior  $\geq 1/5$  Armado máximo superior

En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocará estribos a la menor de las siguientes separaciones:

un cuarto del canto (1/4 h)

24 veces el diámetro del estribo

8 · diámetro barra menor comprimida

30 cm

- En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:

30 cm

dimensión menor del pilar / 2

8 · diámetro de la menor barra vertical

24 veces el diámetro del estribo

- Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:  
la dimensión mayor del pilar  
altura del pilar / 6  
45 cm
- La cuantía geométrica de armadura vertical será mayor que 0.01 y menor que 0.06 respecto a la sección transversal del pilar.

## 12.6. Implementaciones norma chilena

Para Chile se incluye en la presente versión la adaptación a la norma ACI-318-99 ya comentada, con la diferencia de los materiales, hormigón y acero, que son específicos de Chile, así como la serie de diámetros comerciales usados en las barras de refuerzo, que difieren de las indicadas en la norma ACI.

Se ha consultado el Código de Diseño de Hormigón Armado, basado en ACI-318-99, editado por la Comisión de Diseño Estructural en Hormigón Armado y Albañilería de la Cámara Chilena de la Construcción, que emplea básicamente la misma formulación, incluyendo otras prescripciones complementarias que afectan en mayor medida al diseño de la estructura.

### 12.6.1. Materiales a emplear

#### 12.6.1.1. Hormigones

Se pueden seleccionar los siguientes:

H-15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 65, 70

En ellos se indica su resistencia en Mpa en probeta cúbica, realizándose internamente la conversión a cilíndrica para el cálculo utilizando  $f'_c$ .

### 12.6.1.2. Aceros

Designación	Límite elástico (kp/cm <sup>2</sup> )
A-44-28H	2.800
A63-42H	4.200
Grado 75	5.250

### 12.6.2. Diámetros en el acero de refuerzo

La serie de diámetros comerciales utilizables son los siguientes (en mm):

8, 10, 12, 16, 18, 22, 25, 28, 32, 36, 44, 56

### 12.6.3. Acción del viento en las construcciones

Se aconseja la utilización de 'viento genérico', para la obtención de las acciones horizontales producidas por el viento. Si se consulta dicho diálogo, se observa que es suficiente con generar una curva discreta de valores alturas/presiones.

### 12.6.4. Diseño sísmico de edificios

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar la norma NCH 433.Of96, del Instituto Nacional de Normalización, para lo cual se debe indicar los siguientes datos:

- Región y Comuna, para determinar la Zona sísmica (1, 2, 3), de acuerdo a la tabla 4.1, y la aceleración efectiva  $A_o$ , según tabla 6.2.
- Tipo de edificación, de acuerdo a la clasificación según su importancia, uso y riesgo de falla, indicando la categoría (A, B, C, D), determinando el valor de I.

- Tipo de suelo (I, II, III, IV).
- Factor de modificación de la respuesta  $R_0$ , según el sistema y el material estructural, aplicándose la siguiente fórmula para determinar el factor de reducción  $R^*$ :

$$R^* = 1 + \frac{T}{0.10 T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

El espectro de diseño se define por:

$$S_a = I \cdot A_0 \frac{\alpha}{R^*}$$

siendo:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} : \text{Factor de amplificación o ordenada espectral que se dibuja en el diálogo}$$

Parte de sobrecarga a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.

El número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).

Con todo ello, se aplica como procedimiento de cálculo dinámico el Análisis Modal Espectral, descrito en la memoria, como modelo tridimensional con diafragma rígido cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado **13. Diafragma rígido**.

En cuanto a las combinaciones de carga, se pueden utilizar las definidas para la norma ACI, y que como se ha dicho en el manual son modificables por el usuario, para adaptarla a la norma en caso de que lo considere necesario.

Se han incluido los requisitos de diseño sísmico del capítulo 21, para zonas de riesgo sísmico elevado y riesgo sísmico moderado, que se indican a continuación.

Son de aplicación con normas sísmicas que utilicen el Análisis Modal Espectral (se incluye el fichero de texto) y que sean compatibles con la norma ACI.

Si se activan estos criterios se aplicarán una serie de requisitos en el armado de vigas. Si considera que la zona es de riesgo sísmico elevado:

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 50% de la cara opuesta.

Armado inferior  $\geq$  0.5 Armado superior

Armado superior  $\geq$  0.5 Armado inferior (en extremos)

- La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un cuarto (1/4) de la máxima en su cara.

Armado mínimo inferior  $\geq$  1/4 Armado máximo inferior

Armado mínimo superior  $\geq$  1/4 Armado máximo superior

- En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocará estribos a la menor de las siguientes separaciones:

un cuarto del canto (1/4 h)

24 veces el diámetro del estribo

8 · diámetro barra menor comprimida

30 cm

- En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:

10 cm

dimensión menor del pilar / 4

- Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:

la dimensión mayor del pilar

altura del pilar / 6

45 cm

En el resto de la altura se coloca estribo a una separación menor que 15 cm y seis veces el diámetro de la menor barra longitudinal.

- La cuantía volumétrica de estribos en dicha zona será mayor que 0.12.

La cuantía geométrica de armadura vertical será mayor que 0.01 y menor que 0.06 respecto a la sección transversal del pilar.

Recuerde que es aconsejable seleccionar la tabla de armados de pilares específica, para cumplir los requisitos de 3 barras mínimas por cara, y separación menor de 15 cm.

### Zonas de riesgo sísmico moderado

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 33% de la cara opuesta.

Armado inferior  $\geq 0.33$  Armado superior

Armado superior  $\geq 0.33$  Armado inferior (en extremos)

La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un quinto (1/5) de la máxima en su cara.

Armado mínimo inferior  $\geq 1/5$  Armado máximo inferior

Armado mínimo superior  $\geq 1/5$  Armado máximo superior

En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocará estribos a la menor de las siguientes separaciones:

un cuarto del canto (1/4 h)

24 veces el diámetro del estribo

8 · diámetro barra menor comprimida

30 cm

- En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:

30 cm

dimensión menor del pilar / 2

8 · diámetro de la menor barra vertical

24 veces el diámetro del estribo

- Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:

la dimensión mayor del pilar

altura del pilar / 6

45 cm

- La cuantía geométrica de armadura vertical será mayor que 0.01 y menor que 0.06 respecto a la sección transversal del pilar.

## 12.7. Otras implementaciones

Se pueden seleccionar otras normas de diseño incluidas en el programa que, con carácter general, son de aplicación. Y en las que se encuentra especificado lo relativo a las acciones de viento o sismo de cada país, siendo compatible dicha utilización, aunque ciñéndose a los materiales definidos para cada norma.

### 12.7.1. Uruguay

Se incluyen las prescripciones técnicas de la norma UNIT 50-84, 2ª. Revisión, titulada Acción del Viento sobre construcciones, publicada por el Instituto Uruguayo de Normas Técnicas.

Es habitual la utilización de las normas C.I.R.S.O.C. y EH-91 como alternativas.

### 12.7.2. Paraguay

Se incluyen las prescripciones técnicas de la norma NP N° 196, Acción del Viento en las Construcciones, del Instituto Nacional de Tecnología y Normalización (Noviembre de 1991).

Es habitual la utilización de las normas C.I.R.S.O.C., EH-91 y NB-1 como alternativas.

### 12.7.3. Colombia

Se puede utilizar la norma ACI 318-99, aconsejando la utilización de 'Viento genérico' para la obtención de las acciones horizontales producidas por el viento. Si se consulta dicho diálogo, se observa que es suficiente con generar una curva discreta de valores alturas/presiones.

Se ha implementado la obtención de los esfuerzos sísmicos de acuerdo a la norma sismorresistente Colombiana NSR98, para lo cual es preciso definir los siguientes datos:

- Zona sísmica, indicando la Región: 1 a 10, obteniéndose el coeficiente de amenaza sísmica  $A_a$ .
- Clasificación de las construcciones según su uso, que define el coeficiente de importancia  $I$ .
- Tipo de perfil del suelo: S1 a S4, que define el coeficiente de sitio  $S$ .

El espectro de diseño se determina de acuerdo al apartado A.2.6., con la formulación:

$$S_a = 1.2 A_a \cdot \frac{S \cdot I}{T}$$

Si  $T < T_c$ ,  $T_c = 0.48$ ;  $S_a = 2.5 \cdot A \cdot I$

Si  $T > T_L$ ,  $T_L = 2.4 S$ ;  $S_a = A_a \cdot \frac{I}{2}$

Para periodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de  $T_0$

( $T_0 = 0.3$  seg),  $S_a = A_a \cdot I \cdot (1.0 + 5.0 \cdot T)$ .

El coeficiente de capacidad de disipación de energía  $R$ , calculándose  $R_c$  como:

$$R_c = \frac{(R-1) \cdot T}{T_c + 1} \leq R$$

Parte de sobrecarga a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.

El número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).

Con todo ello, se aplica como procedimiento de cálculo dinámico el Análisis Modal Espectral, descrito en la memoria, como modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado **13. Diafragma rígido**.

En cuanto a las combinaciones de carga, se pueden utilizar las definidas para la norma ACI que, como se ha dicho en el manual, son modificables por el usuario, para adaptarlas a la norma en caso de que lo considere necesario.

Se han incluido los requisitos de diseño sísmico del capítulo 21, para zonas de riesgo sísmico elevado y riesgo sísmico moderado, que se indican a continuación.

Son de aplicación con normas sísmicas que utilicen el Análisis Modal Espectral (se incluye el fichero de texto) y que sean compatibles con la norma ACI.

Si se activan estos criterios se aplicarán una serie de requisitos en el armado de vigas. Si considera que la zona es de riesgo sísmico elevado:

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 50% de la cara opuesta.

Armado inferior  $\geq 0.5$  Armado superior

Armado superior  $\geq 0.5$  Armado inferior (en extremos)

- La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un cuarto (1/4) de la máxima en su cara.

Armado mínimo inferior  $\geq 1/4$  Armado máximo inferior

Armado mínimo superior  $\geq 1/4$  Armado máximo superior

- En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocará estribos a la menor de las siguientes separaciones:

un cuarto del canto (1/4 h)

24 veces el diámetro del estribo

$8 \cdot$  diámetro barra menor comprimida

30 cm

- En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:

10 cm

dimensión menor del pilar / 4

- Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:

la dimensión mayor del pilar

altura del pilar / 6

45 cm

En el resto de la altura se coloca estribo a una separación menor que 15 cm. y seis veces el diámetro de la menor barra longitudinal.

- La cuantía volumétrica de estribos en dicha zona será mayor que 0.12.

La cuantía geométrica de armadura vertical será mayor que 0.01 y menor que 0.06 respecto a la sección transversal del pilar.

Recuerde que es aconsejable seleccionar la tabla de armados de pilares específica, para cumplir los requisitos de 3 barras mínimas por cara, y separación menor de 15 cm.

### Zonas de riesgo sísmico moderado:

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 33% de la cara opuesta.

Armado inferior  $\geq 0.33$  Armado superior

Armado superior  $\geq 0.33$  Armado inferior (en extremos)

La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un quinto (1/5) de la máxima en su cara.

Armado mínimo inferior  $\geq 1/5$  Armado máximo inferior

Armado mínimo superior  $\geq 1/5$  Armado máximo superior

En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocará estribos a la menor de las siguientes separaciones:

un cuarto del canto (1/4 h)

24 veces el diámetro del estribo

$8 \cdot$  diámetro barra menor comprimida

30 cm

- En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:

30 cm

dimensión menor del pilar / 2

$8 \cdot$  diámetro de la menor barra vertical

24 veces el diámetro del estribo

- Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:

la dimensión mayor del pilar

altura del pilar / 6

45 cm

- La cuantía geométrica de armadura vertical será mayor que 0.01 y menor que 0.06 respecto a la sección transversal del pilar.

## 12.7.4. México

Se puede utilizar la norma ACI-318-99, que es la aconsejada por el Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural y Comentarios, publicada por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.

Se puede seleccionar la acción del viento o el sismo, de acuerdo a las especificaciones descritas en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (1996), y de la Comisión Federal de Electricidad (93).

### 12.7.4.1. Normas técnicas complementarias para el diseño por viento

Se realiza un cálculo estático de la acción del viento. Se deben aportar los siguientes datos:

- Presión básica de diseño  $P_0$ , según el tipo de construcción en  $\text{kp/m}^2$
- Zona de exposición de la construcción (A, B, C), obteniéndose los factores K y a de la tabla 1
- Factor de presión  $C_p$  (1.3 por defecto).
- La presión del viento se determina como:

$$P = C_p \cdot C_z \cdot K \cdot P_0.$$

$$C_z = \left(\frac{z}{10}\right)^{2/a}, \text{ siendo } z \text{ la altura al nivel de cada planta.}$$

- La carga de viento en cada planta se obtiene como el producto de la presión P, por la superficie, que es igual al ancho de banda (longitud de fachada) por la altura media de la planta.

### 12.7.4.2. Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo y CFE93

Se realiza un cálculo dinámico por el procedimiento del Análisis Modal Espectral, para lo que se deben aportar los siguientes datos:

- Se indica la zona sísmica (A, B, C, D), que define el riesgo sísmico (bajo, moderado, alto, elevado). Se adjunta mapa con las zonas del territorio de México.
- Se selecciona el agrupamiento de la construcción según su destino (A, B, C), lo que determina el factor de riesgo.
- Se especifica el % del amortiguamiento respecto al crítico (5 por defecto).
- Se indica el factor de comportamiento sísmico Q, determinándose el factor reductivo por ductilidad Q', de acuerdo a la fórmula:

$$Q' = 1 + (Q - 1) \cdot \frac{T}{T_a}, \text{ si } T < T_a$$

$$Q' = Q, \text{ si } T > T_a$$

- Se indica el tipo de terreno, Tipo I, II, III
- Se obtienen los espectros de diseño, de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$a = a_0 + (c - a) \cdot \frac{T}{T_a}, \text{ si } T < T_a$$

$$a = c, \text{ si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = c \cdot \left(\frac{T_b}{T}\right)^f, \text{ si } T > T_b$$

seleccionando los parámetros de acuerdo a la tabla 3.1 (CFE93):

- Parte de sobrecarga a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.
- El número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).

Con todo ello, se aplica como procedimiento de cálculo dinámico, el Análisis Modal Espectral, descrito en la memoria, como modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado

### **13. Diafragma rígido.**

En cuanto a las combinaciones de carga, se pueden utilizar las definidas para la norma ACI, y que como se ha dicho en el manual son modificables por el usuario, para adaptarlas a la norma en caso de que lo considere necesario.

Se han incluido los requisitos de diseño sísmico del capítulo 21, para zonas de riesgo sísmico elevado y riesgo sísmico moderado, que se indican a continuación.

Son de aplicación con normas sísmicas que utilicen el Análisis Modal Espectral (se incluye el fichero de texto) y que sean compatibles con la norma ACI.

Si se activan estos criterios se aplicarán una serie de requisitos en el armado de vigas. Si considera que la zona es de riesgo sísmico elevado:

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 50% de la cara opuesta.  
Armado inferior  $\geq 0.5$  Armado superior  
Armado superior  $\geq 0.5$  Armado inferior (en extremos)
- La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un cuarto (1/4) de la máxima en su cara.

Armado mínimo inferior  $\geq 1/4$  Armado máximo inferior  
Armado mínimo superior  $\geq 1/4$  Armado máximo superior

- En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocará estribos a la menor de las siguientes separaciones:

un cuarto del canto (1/4 h)

24 veces el diámetro del estribo

8 · diámetro barra menor comprimida

30 cm

- En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:

10 cm

dimensión menor del pilar / 4

- Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:

la dimensión mayor del pilar

altura del pilar / 6

45 cm

En el resto de la altura se coloca estribo a una separación menor que 15 cm y seis veces el diámetro de la menor barra longitudinal.

- La cuantía volumétrica de estribos en dicha zona será mayor que 0.12.

La cuantía geométrica de armadura vertical será mayor que 0.01 y menor que 0.06 respecto a la sección transversal del pilar.

Recuerde que es aconsejable seleccionar la tabla de armados de pilares específica, para cumplir los requisitos de 3 barras mínimas por cara, y separación menor de 15 cm.

### Zonas de riesgo sísmico moderado:

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 33% de la cara opuesta.

Armado inferior  $\geq 0.33$  Armado superior

Armado superior  $\geq 0.33$  Armado inferior (en extremos)

La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un quinto (1/5) de la máxima en su cara.

Armado mínimo inferior  $\geq 1/5$  Armado máximo inferior

Armado mínimo superior  $\geq 1/5$  Armado máximo superior

En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocará estribos a la menor de las siguientes separaciones:

un cuarto del canto (1/4 h)

24 veces el diámetro del estribo

8 · diámetro barra menor comprimida

30 cm

- En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:

30 cm

dimensión menor del pilar / 2

8 · diámetro de la menor barra vertical

24 veces el diámetro del estribo

- Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:

la dimensión mayor del pilar

altura del pilar / 6

45 cm

- La cuantía geométrica de armadura vertical será mayor que 0.01 y menor que 0.06 respecto a la sección transversal del pilar.

### 12.7.5. Norma NTC-DF

Se ha realizado la implementación de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.

#### 12.7.5.1. Diseño y construcción de estructuras de concreto

##### Materiales a emplear

**Concreto.** Se ha definido la resistencia a los 28 días en probeta cilíndrica  $f'_c$  de acuerdo a los siguientes valores:

175, 200, 210, 245, 250, 280, 300, 315, 350, 420, 560, 700

Módulo de elasticidad del concreto:

$$\begin{cases} f'_c < 250 & E_c = 8000 \sqrt{f'_c} \\ f'_c \geq 25 & E_c = 14000 \sqrt{f'_c} \end{cases}$$

Como valor de cálculo, se tomará la resistencia nominal:

$$f_c^* = 0.8 f'_c$$

**Aceros.** Se ha definido la resistencia a la fluencia del acero corrugado  $f_y$  de acuerdo a los siguientes valores (en  $\text{kp/cm}^2$ ):

$$f_y = 2800$$

$$f_y = 4200$$

$$f_y = 5000$$

En cuanto a los diámetros utilizables, se ha definido:

Marca	#2	#2.5	#3	#4	#5	#6	#7
Diámetro (mm)	6.4	7.9	9.52	12.70	15.88	19.05	22.22
Marca	#8	#9	#10	#11	#12	#14	#18
Diámetro (mm)	25.40	28.65	32.26	35.81	38.1	43.00	57.33

En las correspondientes tablas de armado se puede indicar aquéllos que desea utilizar.

Módulo de elasticidad del acero:  $E_s = 2000000 \text{ kp/cm}^2$

### Suposiciones de diseño

Se limita la máxima deformación de la fibra extrema en compresión del hormigón al valor  $\epsilon_c = 0.003$ , adoptándose el diagrama de pivotes siguiente:

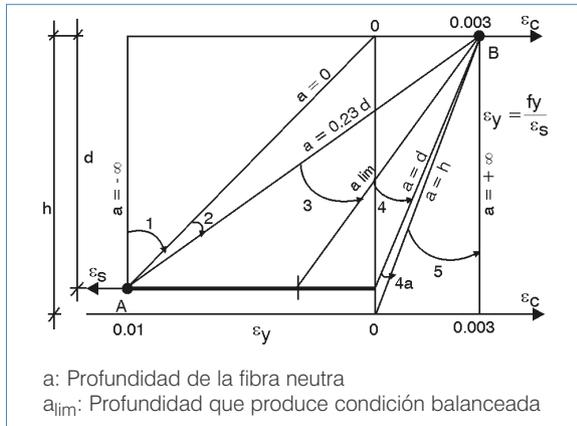


Fig. 12.8

- Zona 1:** Tracción simple o compuesta (pivote A)
- Zona 2:** Flexión simple o compuesta (pivote A)
- Zona 3:** Flexión simple o compuesta (pivote B)
- Zona 4:** Flexión simple o compuesta (pivote B)
- Zona 4a:** Flexión compuesta (pivote B)
- Zona 5:** Compresión simple o compuesta (pivote B)

Para el dimensionamiento de pilares se adopta un diagrama parábola-rectángulo (CEB) y para vigas y losas un diagrama rectangular, limitándose las compresiones a  $0.85 f'_c$ , en una profundidad  $a = b_1 x$ , siendo  $b_1 = 0.85$  para  $f'_c = 280$  se disminuye en fracciones de 0.05 cada  $70 \text{ kp/cm}^2$  de aumento de resistencia, sin bajar de 0.65.

Para el dimensionamiento de pilares, se adopta un diagrama parábola-rectángulo (CEB); y para vigas y losas, un diagrama rectangular, tomando una profundidad de  $0.8 x$  (siendo  $x$  la profundidad de la línea neutra), y un esfuerzo uniforme de:

$$0.8 f'_c; \text{ si } f'_c \leq 250 \text{ kp/cm}^2$$

$$\left(1.05 - \frac{f'_c}{1250}\right) \cdot f'_c; \text{ si } f'_c > 250 \text{ kp/cm}^2$$

### Resistencia de diseño

Los factores de reducción de resistencia considerados son en general:

Flexión	$\phi = 0.9$
Cortante y torsión	$\phi = 0.8$
Flexo-compresión	$\phi = 0.7$

### Control de de flexiones

La flecha activa se limita a  $l/480$ , advirtiéndose en tal caso, además de si supera el valor de 1.5 cm en la versión actual.

### Refuerzo mínimo a flexión

En vigas se coloca  $A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$

Si  $A_{s \text{ necesaria}} < A_{s \text{ min}} \Rightarrow A_{s \text{ necesaria}} = 1.33 \cdot A_{s \text{ necesaria}}$

En losas se dispone en la cara inferior una cuantía mínima de  $\rho = 0.0018$ , (si emplea un acero distinto de grado 60, deberá cambiar este valor en **Opciones**) y en la cara de tracción  $\rho = 0.0018$ . En losas apoyadas en el terreno, además existe una cuantía mínima  $\rho = 0.0018$  en la cara superior. Todos los valores son opcionales y se pueden modificar.

La cuantía mecánica mínima de la armadura de tracción  $U_s$  es:

$$U_s = A_s \cdot f_y \geq \frac{0.8}{\sqrt{f'_c}} \cdot f'_c \cdot b \cdot d$$

En secciones en T, en la cara de tracción coincidente con las alas, se colocará el doble de la indicada anteriormente.

### Refuerzo máximo a flexión

Se limita a una cuantía máxima de tracción  $\rho = 0.025$ , además de falla balanceada.

### Refuerzo mínimo y máximo a compresión

En columnas, los límites de cuantías de la armadura longitudinal es:

- Cuantía geométrica mínima:  $\frac{20}{f_y}$
- Cuantía geométrica máxima: 0.06

### Estribos en columnas (anillos)

La armadura mínima transversal será #2.5 para armaduras verticales comprendidas entre #3 a #8, del #3 para #9 y #10, y del #4 para #11 al #18.

Es posible definir los diámetros utilizables en las tablas de armado, así como su disposición.

La separación entre anillos se limita al menor valor de:

$$\frac{850}{\sqrt{f_y}}$$

48 · diámetro del anillo  
la mitad de la menor dimensión de la columna

En cabeza y pie de la columna entre dos pisos, se colocarán anillos a una separación igual a la mitad del valor anterior, en una altura que será la mayor de:

- 60 cm
- altura libre/6
- la mayor dimensión de la columna

El área mínima del anillo cumplirá:

$$(\text{Área del anillo}) \cdot f_{y \text{ anillo}} \geq 6/100 \cdot$$

$$\cdot (\text{Área mayor barra longitudinal}) \cdot f_{y \text{ longitudinal}}$$

La separación de barras longitudinales es una consecuencia de las tablas de armado, en función de la sección y el número de barras en cada cara.

### Cálculo de piezas sometidas a flexo-compresión (columnas)

Se considerará una excentricidad mínima que será la mayor de  $h/20$  ó 2 cm (siendo  $h$  la dimensión en la dirección de pandeo a estudiar) en cada dirección por separado.

En cuanto a la amplificación de momentos, y de acuerdo a lo indicado en la memoria general, se debe activar el cálculo de acciones horizontales (viento y/o sismo por coeficientes o análisis modal espectral) y activar el cálculo con Efectos de Segundo Orden, que es un método simplificado P-delta de amplificación de momentos. En cuanto al coeficiente multiplicador de los desplazamientos (que es el inverso del coeficiente reductor de la rigidez  $E_I$  por fisuración) es aconsejable leer la norma.

De forma conservadora si se utiliza:

$$E_I = \frac{E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d}$$

el coeficiente multiplicador de desplazamientos será  $= 2.5 (1 + \beta_b) \approx 4$ .

Si sólo activa el viento, puede utilizar varias normas, si las conoce. Por defecto, puede emplear la del viento genérico. Se comprueba la esbeltez de manera que:

Si  $l < 22$  no se aumenta la excentricidad adicional.

Si  $22 \leq l \leq 100$  se aumenta el momento de primer orden en la dirección más desfavorable y por separado, de acuerdo a la siguiente formulación:

El momento amplificado  $M_C$ , es igual a:

$$M_C = F_{ab} \cdot M_{2b}$$

$F_{ab}$ : Factor de amplificación

$M_{2b}$ : Momento de diseño en los extremos

$$F_{ab} = \frac{1}{1 - \frac{P_U}{P_C}}$$

$P_U$ : Axil de diseño

$P_C$ : Carga crítica de Euler

$$P_C = \frac{F_r \pi^2 \cdot EI}{H^2}$$

$F_r$ : Factor de resistencia a flexo-compresión

$E_I$ :  $0.25 E_c I_g$

$H$ : Longitud efectiva (de pandeo)

Si  $P_U \geq P_C$ , se toma  $F_{ab} = 1000$ , lo cual daría un valor exagerado.

Además, si aplica adicionalmente los **Efectos de Segundo Orden**, que de forma opcional permite el programa y que se aconseja utilizar, se amplificarán los esfuerzos de acuerdo al método **P-delta** que se indica en la presente memoria.

Para el cálculo de la longitud efectiva de pandeo,  $l_e$ , el programa proporciona el valor  $K=1$ , siendo  $l_e = l \cdot K$ , y  $l$ , la longitud libre. Si no se aplica el método **Efectos de Segundo Orden** del programa, deberá determinar el valor del coeficiente  $K$  ( $\beta$  en el programa) de acuerdo a los ábacos de Jackson y Moreland de forma manual, pues el programa no los proporciona. Dada su complejidad, se aconseja el empleo de los Efectos de Segundo Orden como se ha indicado. Como resultado de ese cálculo se obtiene un coeficiente de estabilidad global del edificio ( $\gamma_z$ ) que, de forma aproximada, se puede relacionar con el índice de estabilidad  $Q$ .

$$\gamma_z = \frac{1}{1-Q} \Rightarrow Q = 1 - \frac{1}{\gamma_z}$$

De esta manera se puede conocer si es preciso o no rigidizar la estructura (si  $\gamma_z > 1.5$  hay que rigidizar).

Por último, y si  $\lambda > 100$ , se emite el mensaje: "ESBELTEZ EXCESIVA".

### Dimensionamiento a cortante

En función de la cuantía de la armadura longitudinal traccionada

$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$ , y de la altura  $h$  del elemento a flexión, la resistencia del concreto  $V_{CR}$  vale:

$$\rho < 0.01 \quad V_{CR} = F_R \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 30\rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$\rho \geq 0.01 \quad V_{CR} = F_R \cdot b \cdot d \cdot 0.5 \sqrt{f_c^*}$$

$$\text{si } h > 70 \text{ cm} \quad V_{CR} = 0.7 V_{CR}$$

$$\text{si } \frac{h}{b} > 6 \quad V_{CR} = 0.7 V_{CR}$$

Elementos anchos:  $\left( \frac{b}{d} > 4 \right)$ ,  $h \leq 60 \text{ cm}$ ,  $\frac{M}{V} \leq 2$

$$V_{CR} = F_R \cdot b \cdot d \cdot 0.5 \sqrt{f_c^*}$$

Si no se cumple alguna condición, se aplica lo anterior.

La resistencia de los anillos:  $f_y \leq 4200 \text{ kp/cm}^2$ .

Cuantía mínima de los anillos:  $\frac{A_v}{s} \geq \frac{1}{F_R} \cdot \frac{3.5}{f_y} \cdot b$ .

Anillos mínimos: #2 (6.3 mm) cada  $d/2$ .

Separaciones máximas:

$$V_{CR} \leq V_d \leq 1.5 F_R \sqrt{f_c^*} \cdot b \cdot d \Rightarrow s \leq 0.5 d$$

$$V_d \leq 1.5 F_R \sqrt{f_c^*} \cdot b \cdot d \Rightarrow s \leq 0.25 d$$

Límite máximo de cortante:  $V_d \leq 2 F_R \cdot b \cdot d \sqrt{f_c^*}$ .

### Dimensionamiento a torsión

Si  $\frac{T_d^2}{T_{OR}^2} + \frac{V_u^2}{V_{CR}^2} \geq 1$  y  $T_u > T_{CR} \Rightarrow$  se refuerza a torsión

donde:

$$T_{OR} = 0.6 F_R \sum x^2 \cdot y \sqrt{f_c^*}$$

$$T_{CR} = 0.25 T_{OR}$$

Refuerzo transversal:  $\frac{A_{sv}}{s} = \frac{(T_d - T_{CR})}{F_R \cdot \Omega \cdot x_1 \cdot y_1 \cdot f_y}$

$x_1$ : Lado menor

$y_1$ : Lado mayor

$$\Omega = 0.67 + 0.33 y_1/x_1 \leq 1.5$$

Cuantía mínima por cortante + torsión. Se calcula:

$$A_{sv} \begin{cases} \text{con } T_d = 4 T_{CR} \Rightarrow \text{se obtiene } A_{sv1} \\ \text{con } T_d \text{ y } V_d \Rightarrow \text{se obtiene } A_{sv2} \end{cases}$$

$$\text{si } A_{sv1} > A_{sv2} \Rightarrow A_{sv \min} = \text{MIN}(A_{sv1}, 1.33 A_{sv2})$$

Separación mínima de anillos, la menor de

$$b - 2r$$

$$d/2$$

$$30 \text{ cm}$$

Refuerzo longitudinal por torsión:

$$A_{sl} = \frac{2 A_{sv}}{s} (x_1 + y_1) \frac{f_y \text{ (anillos)}}{f_y \text{ (longitudinal)}}$$

$$\text{Torsor límite} \leq 1.25 T_{CR} \sqrt{16 - \left( \frac{V_d}{0.5 F_R \cdot b \cdot d \sqrt{f_c^*}} \right)^2}$$

### Dimensionamiento al punzonamiento

En losas y ábacos macizos de reticulares se calcula la tensión tangencial.

$$\tau_u = \frac{V_u}{F_R \cdot b_o \cdot d}$$

Para que no sea preciso reforzar con armadura transversal se ha de verificar que:

$$\tau_u \leq v_c = \sqrt{f_c^*}$$

Si se supera ese valor, la contribución del hormigón a resistir cortante se reduce a  $v_u = 0.5 \sqrt{f_c^*}$ .

Se calcula la armadura de refuerzo:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(\tau_u \cdot b_o \cdot d) - (0.5 \sqrt{f_c^*} \cdot b \cdot d)}{F_R} \cdot \frac{1}{f_y \cdot d}$$

siendo  $b_0$  la longitud unitaria en una sección paralela a los bordes de apoyo situada a una distancia igual a  $d/2$ .

En ningún caso  $\tau_u$  puede superar el valor  $1.3\sqrt{f'_c}$  en cuyo caso se dibuja una línea **roja** rotulada con 'INSUF'.

### Cálculo de las longitudes de desarrollo (anclaje)

La longitud de desarrollo básica en tracción es:

$$l_{db} = 0.06 \cdot \frac{a_s \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 \cdot db \cdot f_y$$

si el diámetro es  $\geq \#6$ , se multiplica por 1.2.

Se tomará  $C_r = 1$  para armadura inferior de vigas y losas, así como en losas y vigas de altura útil  $< 30$  cm para la armadura superior.

Para armadura superior de losas y vigas cuyo altura útil sea mayor de 30 cm,  $C_r = 1.4$ , se aplicará siempre la reducción en función de la armadura necesaria por cálculo/armadura real colocada.

En ningún caso la longitud de desarrollo será menor que 30 cm.

Para barras en compresión, se tomará al menos el 60% de la de tracción, y nunca menor que 20 cm.

Para pilares,  $l_{db}$  vale:

$$l_{db} = (0.01 f_y - 10) \cdot db \quad (f_y \text{ en kp/cm}^2)$$

si  $f'_c < 200$  kg/cm<sup>2</sup>, se aumentará un 20%.

En extremos, para la terminación en gancho a 90°:

$$l_{dh} = 0.076 \frac{db \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq \begin{cases} 8 db \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

En cuanto a la longitud mínima de la rama vertical (rv) del gancho a 90° será mayor que 12 diámetros.

La ley de momentos se aplicará un decalaje mínimo de un canto útil en el sentido decreciente de la ley de momentos.

### Cuantías mínimas en muros y pantallas

La cuantía mínima, tanto vertical como horizontal será 0.0025, respecto a la sección total de concreto.

La separación máxima entre barras de refuerzo será menor que 35 cm.

Si el muro trabaja a compresión, y la cuantía de la armadura vertical es mayor que 0.01, se atarán con amarras horizontales.

Se aplicarán todo lo dicho para columnas, cuando en pantallas la relación del lado mayor al menor sea inferior a 4.

### Dimensionamiento a cortante de muros y pantallas

Se verifica que no se superen los límites de compresión oblicua del concreto.

La resistencia del concreto es:

$$V_c = 0.5\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (b = 1 \text{ m}) \text{ por unidad de ancho}$$

Si existen tracciones y  $N_u < 0.05 f'_c \cdot d$ , se reduce la resistencia a la mitad, y si lo supera, se toma  $V_c = 0$ .

siendo  $N_u$ : Axil principal mayor por unidad de longitud

Se considera la contribución del acero de refuerzo para resistir el cortante.

## Requisitos de diseño sísmico

De forma opcional, se puede incluir en el cálculo la consideración de **Marcos dúctiles**, en el que se ha realizado lo siguiente:

### En vigas

Se han incluido los requisitos indicados en los apartados:

5.2.2. Refuerzo longitudinal

5.2.3. Refuerzo transversal para confinamiento

5.2.4. Requisitos para fuerza cortante. Se adopta el factor de resistencia a cortante  $F_R = 0.6$ .

### En columnas

5.3.2. Resistencia mínima a flexión. Se adopta el factor de resistencia a flexo-compresión  $F_R = 0.6$ .

5.3.3. Refuerzo longitudinal. Para el traslape en la mitad central existe una opción que permite hacerlo de esta manera.

5.3.4. Refuerzo transversal. Se aplica la cuantía volumétrica de anillos .

Si se activan estos criterios se aplicarán una serie de requisitos en el armado:

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 50% de la cara opuesta.  
Armado inferior  $\geq 0.5$  Armado superior  
Armado superior  $\geq 0.5$  Armado inferior (en extremos)
- La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un cuarto (1/4) de la máxima en su cara.

- Armado mínimo inferior  $\geq 1/4$  Armado máximo inferior
- Armado mínimo superior  $\geq 1/4$  Armado máximo superior
- En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocará estribos a la menor de las siguientes separaciones:  
un cuarto del canto (1/4 h)  
24 veces el diámetro del estribo  
8 · diámetro barra menor comprimida  
30 cm  
En el resto a medio canto.
- La armadura mínima longitudinal tendrá una cuantía no menor que 2 diámetros de 12.7 mm. (#4) tanto superior como inferior.
- La armadura mínima transversal tendrá un diámetro de 7.9 mm. (#2.5).
- El factor de resistencia a cortante  $F_R=0.60$
- En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:  
10 cm  
dimensión menor del pilar / 4  
el diámetro mínimo de estribos es 9.5 mm (#3)
- Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:  
la dimensión mayor del pilar  
altura del pilar / 6  
60 cm
- La cuantía volumétrica de estribos en dicha zona será mayor que 0.12.

- En el resto de la altura se coloca estribos a una separación igual o menor que las siguientes:

$$\frac{850}{\sqrt{F_y}}$$

dimensión menor del pilar / 2  
48 veces el diámetro del estribo

- La cuantía geométrica de armadura vertical será mayor que 0.01 y menor que 0.04 respecto a la sección transversal del pilar.
- El factor de resistencia a flexo-compresión  $F_r=0.60$
- Recuerde que es aconsejable seleccionar la tabla de armados de pilares específica, para cumplir los requisitos de 3 barras mínimas por cara, y separación menor de 15 cm.

## 12.8. Implementación norma EHE

Se ha realizado la implementación de la norma EHE, de acuerdo al Real Decreto 2662/1998 de 11 de diciembre, por el que se aprueba la 'Instrucción de Hormigón Estructural' (EHE). Se aplicará el Sistema Internacional (S.I.).

### 12.8.1. Materiales a emplear

#### 12.8.1.1. Hormigones

Se define una serie de hormigones tipificados:

HA-25, HA-30, HA-35, HA-40, HA-45, HA-50

en donde el número indica la resistencia característica  $f_{ck}$ , a los 28 días en probeta cilíndrica, expresado en N/mm<sup>2</sup> (MPa).

### Niveles de control

En general, se establecen dos tipos de control para toda la serie de hormigones: **Control estadístico** y **Control al 100 por 100**.

En ambos casos, el coeficiente parcial de seguridad es  $\gamma_c = 1.50$ , luego la resistencia de cálculo será:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = f_{ck} / 1.5$$

Para hormigones tipo HA-25, se establece el **Control reducido** (edificios de dos plantas y luces de cálculo menores de 6 metros), en cuyo caso la resistencia  $f_{cd}$  no podrá superar 10 N/mm<sup>2</sup>.

Para el caso de acciones accidentales (sismo, explosiones, ...) el coeficiente parcial de seguridad será  $\gamma_c = 1.30$ .

Por tanto, la resistencia de cálculo  $f_{cd}$  será diferente en función de la combinación de acciones que se esté calculando.

El módulo de elasticidad del hormigón:  $E_j = 8500 \sqrt[3]{f_{cm,j}}$

tomando  $f_{cm28} = f_{ck} + 8$  (N/mm<sup>2</sup>).

### 12.8.1.2. Aceros

Los tipos de aceros a utilizar son:

Denominación	Límite elástico ( $f_{yk}$ ) en N/mm <sup>2</sup>
B-400-S	400
B-500-S	500
B-500-T	500

siendo el módulo de elasticidad  $E_S = 200000$  N/mm<sup>2</sup>.

### Diámetros utilizables

Para los aceros B-400-S y B-500-S los diámetros podrán ser: 6, 8, 10, 12, 14 (nuevo), 16, 20, 25, 32.

Para los aceros B-500-T, utilizables como mallazos, los diámetros podrán ser: 5, 5.5, 6, 6.5, 7, 7.5, 8, 8.5, 9, 9.5, 10, 10.5, 11, 11.5, 12, 14, 16, 20, 25, 32.

### Niveles de control

Se establecen dos niveles: **Control reducido** y **normal**. El coeficiente parcial de seguridad del acero es, en situaciones normales,  $\gamma_s = 1.15$ , siendo la resistencia de cálculo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

En el control reducido se reduce en un 75 %:

$$f_{yd} = 0.75 \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Para el caso de acciones accidentales (sismo, explosiones) el valor del coeficiente parcial de seguridad será  $\gamma_s = 1.00$ . Por tanto, la resistencia de cálculo  $f_{yd}$  depende del nivel de control y de la combinación de acciones que estemos calculando.

### 12.8.2. Combinaciones de acciones

Se han definido por defecto las siguientes combinaciones para edificación.

1. Situaciones persistentes o transitorias (peso propio, sobrecarga, viento):

una acción variable :

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{Kj} + \gamma_Q \cdot Q_K$$

dos o más acc. variables:

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{Kj} + 0.9 \sum_i \gamma_{Qi} \cdot Q_{Ki}$$

2. Situaciones sísmicas (peso propio, sobrecarga, sismo):

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{Kj} + 0.8 \sum_i \gamma_{Qi} \cdot Q_{Ki} + \gamma_A \cdot A_{E,K}$$

siendo:

$\gamma_{Gj}$ : Coef. de mayoración de acciones permanentes (peso propio)

$\gamma_{Qi}$ : Coef. de mayoración de acciones variables (sobrecarga, viento)

$\gamma_A$ : Coef. de mayoración de acciones sísmicas

$G_{Kj}$ : Valor característico de las acciones permanentes (peso propio)

$Q_{Ki}$ : Valor característico de las acciones variables (sobrecarga, viento)

$A_{E,K}$ : Valor característico de las acciones sísmicas

Para los estados límite últimos (E.L.U.) el valor de los coeficientes parciales de seguridad de mayoración de acciones utilizados para las combinaciones es el que se muestra en la siguiente tabla.

Tipo de acción	Situación permanente y transitoria			Situación accidental	
	Favorable	Desfavorable		Favorable	Desfavorable
permanente (peso propio)	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.60$ $\gamma_G = 1.50$ $\gamma_G = 1.35$	c. reducido c. normal c. intenso	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.00$
variable (sobrecarga, viento)	$\gamma_Q = 1.00$	$\gamma_Q = 1.80$ $\gamma_Q = 1.60$ $\gamma_Q = 1.50$	c. reducido c. normal c. intenso	$\gamma_Q = 0.00$	sobrecarga: $\gamma_Q = 1.00$ viento: $\gamma_Q = 0.00$
accidental (sismo)				$\gamma_A = 1.00$	$\gamma_A = 1.00$

Con dichos coeficientes se han formados las diferentes combinaciones que puede consultar en la Biblioteca de Combinaciones.

Los E.L.U. considerados para los estados que se calculan son: Hormigón y equilibrio y Vigas centradoras.

Los estados límite de servicio (E.L.S.) tomarán siempre  $\gamma_G = \gamma_Q = 1$ , eliminando y sustituyendo los coeficientes 0.9 y 0.8 por 1, y se aplican a Desplazamientos y Tensiones del terreno.

Para los elementos de la estructura que sean metálicos se aplican los coeficientes de la EA-95.

### 12.8.3. Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales

Se aplica lo indicado en el artículo 42.

### 12.8.4. Estado límite de inestabilidad (pandeo)

El usuario define el coeficiente de pandeo en pilares.

La excentricidad ficticia se calcula de acuerdo al método aproximado aplicándose en ambas direcciones:

$$l_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20 e_o}{h + 10 e_o} \cdot \frac{l_0^2}{50 i_c}$$

$l_0$ : Longitud de pandeo

$i_c$ : Radio de giro en la dirección considerada

$\varepsilon$ : 0.004

$\varepsilon_y$ :  $f_{yd} / E_s$

$$b: \text{Factor de armado} = \frac{(d - d')^2}{4 i_s^2}$$

$i_s$ : Radio de giro de las armaduras, calculando a partir del armado real que se comprueba

### 12.8.5. Estado límite de agotamiento frente a cortante

#### 12.8.5.1. Comprobaciones realizadas

- En borde de apoyo:  $V_{rd} \leq V_{u1}$
- A un canto útil del borde de apoyo  $V_{rd} \leq V_{u2}$

Se supone que el ángulo que forman las bielas de compresión y el eje de la pieza es  $\theta = 45^\circ$ , por lo que:

$$V_{u1} = 0.3 f_{cd} \cdot b \cdot d$$

- Piezas sin armadura cortante (losas y nervios de reticular):

$$V_{u2} = 0.12 \xi (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b \cdot d \quad f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ (mm)}}}$$

$$\rho_1 = \text{cuantía de la armadura de tracción} = \frac{A_s}{bd} \leq 0.02$$

Si  $V_{rd} > V_{u2}$ , la resistencia del hormigón es la misma fórmula, sustituyendo 0.12 por 0.10, disponiéndose refuerzo como se indica a continuación mediante ramas verticales.

- Piezas con armadura de cortante (vigas y losas, y nervios reticulares):

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{cu} = 0.10 \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \cdot b \cdot d$$

$$V_{su} = 0.9 d \sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}$$

Cuantías mínimas:  $\sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d} \geq 0.02 \cdot f_{cd} \cdot b$

- Disposiciones relativas a las armaduras:

$$S_t \leq 0.8 d \leq 300 \text{ mm} \quad \text{si } V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1}$$

$$S_t \leq 0.6 d \leq 300 \text{ mm} \quad \text{si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1}$$

$$S_t \leq 0.3 d \leq 200 \text{ mm} \quad \text{si } V_{rd} > \frac{2}{3} V_{u1}$$

- Se comprueba el rasante en la unión ala-alma de acuerdo a 44.2.3.5 en secciones en 'T'.

## 12.8.6. Estado límite de agotamiento por torsión en vigas

Se aplica lo indicado en el artículo 45:

$$T_d < T_{u1} = 0.36 f_{cd} A_e h_e$$

supuesto  $\theta = 45^\circ$ ,  $h_e \leq \frac{A}{u} \leq h_o$   
 $h_e > \frac{A}{u} > 2c$

### Cálculo de la armadura transversal

$$\frac{2A_t}{5} \geq \frac{T_d}{A_e f_{yt,d}} \quad (f_{yt,d} \leq 400 \text{ MPa})$$

### Cálculo de la armadura longitudinal

$$A_l \geq \frac{T_d \cdot U_e}{2 A_e f_{yt,d}}$$

### Disposiciones relativas a las armaduras

$S \leq \frac{U_e}{8}$ , siendo  $a$  el lado menor de  $U_e$  (perímetro eficaz)

$$S \leq 0.8 a \leq 300 \text{ mm} \quad \text{si } T_d \leq \frac{1}{5} T_{u1}$$

$$S \leq 0.6 a \leq 300 \text{ mm} \quad \text{si } \frac{1}{5} T_{u1} < T_d \leq \frac{2}{3} T_{u1}$$

$$S \leq 0.3 a \leq 200 \text{ mm} \quad \text{si } T_d > \frac{2}{3} T_{u1}$$

### Comprobación de cortante + torsión

$$\left(\frac{T_d}{T_{u1}}\right)^\beta + \left(\frac{V_{rd}}{V_{u1}}\right)^\beta \leq 1, \quad \beta = 2 \left(1 - \frac{h_e}{b}\right)$$

### 12.8.7. Estado límite de punzonamiento

Se aplica el método general del programa, que calcula en perímetros paralelos al borde de apoyos, la primera superficie a 0.5 d, y en los restantes cada 0.75 d.

De acuerdo a lo indicado en los comentarios del punto 46.2, el presente método permite una evaluación más precisa de las tensiones de comparación de la EH-91, basado a su vez en el Código ACI americano, y cuya implementación permite el programa. El programa **Análisis del punzonamiento** de CYPE implementa la formulación del artículo 46, y al cual le remitimos si desea hacer una comprobación aislada y comparar resultados.

### 12.8.8. Estado límite de descompresión. Fisuración

De forma opcional, puede establecer un límite de fisura, y se realiza la comprobación de fisuración, de acuerdo a lo indicado en el artículo 49.2.2., en vigas de hormigón armado en flexión simple.

También se pueden aplicar de forma opcional los criterios de limitación de la fisuración por cortante (art. 49.3) y por torsión (art. 49.4).

### 12.8.9. Estado límite de deformación

Se aplica el método simplificado, obteniéndose las flechas mediante doble integración de curvaturas.

Para el cálculo de la flecha activa, la obtención de las flechas diferidas se obtienen a partir de las flechas instantáneas, aplicando los coeficientes de fluencia de las opciones definidas.

Igualmente, para el cálculo de la flecha total a plazo infinito, existe en opciones unos coeficientes de fluencia definidas por el usuario.

Se puede establecer un límite de las flechas tanto absolutas como relativas de acuerdo a las opciones y valores que defina el usuario.

#### 12.8.9.1. Elementos estructurales

Para vigas, soportes y losas, se aplica lo indicado en la artículos 54, 55 y 56.

Anejo 12. Requisitos especiales recomendados para estructuras sometidas a acciones sísmicas.

Para estructuras calculadas de acuerdo a la NCSE-94 por el método de Análisis Modal Espectral que permite el programa, si se seleccionan los requisitos de ductilidad para estructuras de ductilidad alta y muy alta, se aplican las prescripciones indicadas en 5.2. (Vigas) y 5.3. (Soportes).

De forma opcional se podrá realizar el solape de la armadura vertical en la zona central de los pilares.

#### Criterios de ductilidad para vigas y pilares

Si se activan estos criterios se aplicarán una serie de requisitos en el armado de vigas. Si considera que la estructura posee una ductilidad alta o muy alta:

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 50% de la cara opuesta.  
Armado inferior  $\geq 0.5$  Armado superior  
Armado superior  $\geq 0.5$  Armado inferior (en extremos)
- La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un cuarto (1/4) de la máxima en su cara.  
Armado mínimo inferior  $\geq 1/4$  Armado máximo inferior  
Armado mínimo superior  $\geq 1/4$  Armado máximo superior.

- La armadura mínima longitudinal será un diámetro 16 mm en cada esquina, tanto superior como inferior.
  - En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocarán estribos a la menor de las siguientes separaciones:
    - un cuarto del canto (1/4 h)
    - 24 veces el diámetro del estribo
    - 6 · diámetro barra menor comprimida
    - 15 cm
  - Se amplifica el cortante un 25%.
  - En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:
    - 10 cm
    - dimensión menor del pilar / 4
    - 6 · diámetro de la menor barra vertical
  - Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:
    - 2 veces la dimensión menor del pilar
    - altura del pilar / 6
  - La cuantía volumétrica de estribos en dicha zona será mayor que 0.12
  - La cuantía geométrica de armadura vertical será mayor que 0.01 y menor que 0.06 respecto a la sección transversal del pilar.
  - Recuerde seleccionar la tabla de armados de pilares específica, para cumplir los requisitos de 3 barras mínimas por cara, y separación menor de 15 cm.
- Ductilidad alta:
- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 33% de la cara opuesta.
    - Armado inferior  $\geq 0.33$  Armado superior
    - Armado superior  $\geq 0.33$  Armado inferior (en extremos)
  - La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un quinto (1/5) de la máxima en su cara.
    - Armado mínimo inferior  $\geq 1/5$  Armado máximo inferior
    - Armado mínimo superior  $\geq 1/5$  Armado máximo superior
  - La armadura mínima longitudinal tendrá una cuantía no menor que 3.08 cm<sup>2</sup> (equivalente a 2 diámetros de 14 mm) tanto superior como inferior.
  - En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocará estribos a la menor de las siguientes separaciones:
    - un cuarto del canto (1/4 h)
    - 24 veces el diámetro del estribo
    - 8 · diámetro barra menor comprimida
    - 20 cm
  - Se amplifica el cortante un 25%.
  - En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:
    - 15 cm
    - dimensión menor del pilar / 3
    - 6 · diámetro de la menor barra vertical
    - 24 veces el diámetro del estribo
  - Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:
    - 2 veces la dimensión menor del pilar
    - altura del pilar / 6
  - La cuantía geométrica de armadura vertical será mayor que 0.01 y menor que 0.06 respecto a la sección transversal del pilar.
  - Recuerde seleccionar la tabla de armados de pilares específica, para cumplir los requisitos de 3 barras mínimas por cara, y separación menor de 15 cm.

## 12.9. Implementación Eurocódigo 2 (EC-2)

Se ha implementado la Norma Europea Experimental ENV 1992-1-1, PARTE 1-1: 'Reglas Generales y Reglas de Edificación', en todo lo referente a edificios y secciones de hormigón armado.

### 12.9.1. Materiales a emplear

#### 12.9.1.1. Hormigones

Se define una serie de hormigones tipificados:  
C12/15, C16/20, C20/25, C25/30, C30/37, C35/45,  
C40/45, C45/55, C50/60

$E_{cm} = 26000, 27500, 29000, 30500, 32000, 33500, 35000,$   
 $36000, 37000$

en donde el primer número indica la resistencia característica  $f_{ck}$  a los 28 días en probeta cilíndrica expresada en  $N/mm^2$  (MPa); el segundo número es en probeta cúbica. En todas las fórmulas en que aparezca, se utiliza el primer número.

El módulo de elasticidad secante  $E_{cm}$  es el correspondiente a cada tipo de hormigón según se indica en el párrafo anterior.

Coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_c = 1.5$

#### 12.9.1.2. Aceros

Denominación	Límite elástico ( $f_{yk}$ ) en $N/mm^2$
S220	220
S400	400
S500	500

Módulo de elasticidad  $E_s = 200000 N/mm^2$ .

Límite de deformación máxima = 0.01

Coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_s = 1.15$

Diámetros utilizables: 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25

### 12.9.2. Combinaciones de acciones

Se ha considerado lo indicado en ENV 1991-1, Eurocódigo 1, Parte 1, Bases de Proyecto.

Las combinaciones básicas consideradas son:

Estados límite últimos (hormigón, equilibrio cimentaciones, hormigón en vigas, acero laminado y armado, acero conformado)

a) Situaciones de proyecto definitivas y transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{Kj} + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{oi} Q_{Ki}$$

b) Situación sísmica de proyecto:

$$\sum_{j \geq 1} G_{Kj} + \gamma_i A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

siendo:

$\gamma_{Gj} = 1$ , si su efecto es favorable, y 1.35 si es desfavorable  
 $\gamma_{Q1}, \gamma_{Qi} = 0$  si su efecto es favorable, y 1.50 si es desfavorable

$\Psi_{oi}$  = valor de combinación, que según la tabla 9.3 es:

- categorías A, B, C y D: 0.7 (viviendas, oficinas, áreas de reunión, comercios)
- categoría E: 1.0 (almacenes)
- carga de viento: 0.6

$\Psi_{2i}$  = valor cuasi-permanente, que según la tabla 9.3 es:

- categorías A y B: 0.3 (viviendas y oficinas)
- categorías C y D: 0.6 (áreas de reunión y comercios)
- categoría E: 0.8 (almacenes)

$\gamma_i$ : factor de importancia, se tomará igual a 1, considerando dicho valor incluido en la acción sísmica.

$A_{Ed}$ : acción sísmica

$G_{Kj}$ : acción permanente (peso propio, cargas muertas)

$Q_{Ki}$ : acción variable (sobrecarga, viento)



- Cálculo de la armadura transversal (estribos en vigas)

$$2 \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{T_{sd}}{A_k \cdot f_{ywd}}$$

para los estribos perimetrales

- Cálculo del incremento de la armadura longitudinal (en vigas)

$$A_{sl} \geq \frac{T_{sd} \cdot U_k}{2 A_k \cdot f_{yld}}$$

comprobación conjunta de cortante y torsor:

$$\left( \frac{T_{sd}}{T_{Rd1}} \right)^2 + \left( \frac{V_{sd}}{V_{Rd1}} \right)^2 \leq 1$$

### 12.9.3.5. Estado límite último de punzonamiento

Se aplica una comprobación como elemento a cortante en las secciones que de forma automática, y paralela a apoyos se realiza, desde  $0.5d$ , e incrementando secciones homotéticas cada  $0.75d$ . Si es necesario, se refuerza con ramas verticales. Se efectúa en losas y zonas macizas de reticulares.

### 12.9.3.6. Estado límite último de inestabilidad frente al pandeo

Se comprueba en pilares. Como soporte aislado, si la esbeltez mecánica  $\lambda$  es menor que 25, se aplica lo siguiente:

- excentricidad mínima:  $e_o = \frac{h}{20}$
- excentricidad de 2º orden: según el método de la columna-modelo:

$$e_2 = K_1 \cdot \frac{l_0^2}{10} \left( \frac{1}{r} \right)$$

$$K_1 = \frac{\lambda}{20} - 0.25$$

$$K_1 = 1 \quad \text{si } \lambda > 35$$

$$\frac{1}{r} = \frac{2 \cdot K_2 \cdot \epsilon_{yd}}{0.9 \cdot d}, \quad \epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}, \quad K_2 = 1$$

la excentricidad de cálculo será:

$$e_{TOT} = e_o + e_a + e_2$$

### 12.9.3.7. Estados límite de utilización

- **Fisuración:** se calcula de forma opcional el ancho de fisura:

$$W_K = 1.7 \cdot S_{rm} \cdot \epsilon_{rm}$$

$$S_{rm} = 50 + 0.25 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r}$$

en flexión  $K_1 = 0.8$ ,  $K_2 = 0.5$

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,ef}}, \quad A_{c,ef} = 2.5 (h-d) \cdot b$$

se realiza la comprobación en vigas (considerando el 50% de la sobrecarga)

- **Deformaciones:** se aplica el método de Branson, se limita para cada límite de flecha, como valores por defecto:

flecha total a plazo infinito:  $L/250$

flecha activa:  $L/500$

### 12.9.3.8. Otras prescripciones

- Cuantía mecánica mínima de la armadura de tracción:

$A_s = K_c \cdot K_{f_{ct,et}} \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$  es la condición de rotura frágil, que en el programa se expresa por:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0.04 A_c \cdot f_{cd}$$

- Fisuración por cortante:

Si  $V_{sd} > 3 V_{cd}$ , se limita la separación de estribos (vigas)

$\frac{V_{sd}^3 V_{cd}}{\rho_w \cdot b_w \cdot d} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	S (mm)
≤ 50	300
75	200
100	150
150	100
200	50

Armadura de piel si el canto es mayor  $\geq 1m$ .

$A_{piel} = 0.04 A_c \cdot f_{cd}$ , limitándose la separación.

S-400,  $\phi_{max} = 25 \text{ mm}$ ,  $S \leq 250 \text{ mm}$ .

S-500,  $\phi_{max} = 20 \text{ mm}$ ,  $S \leq 200 \text{ mm}$ .

### Prescripciones de detalle

#### Posición de las armaduras y longitudes de anclaje

- Posición I, buena adherencia, barras verticales, la armadura inferior, y la superior si el canto de la pieza es  $\leq 250 \text{ mm}$ .
- Posición II, mala adherencia

La terminación en patilla normalizada permite obtener  $l_{b,neta} = 0.7 l_b$ .

- Posición I:  $l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$ ; en posición II:  $l_b = \frac{l_b}{0.7}$

Si el área necesaria por cálculo es menor que la real colocada, entonces:  $l_{b,neta} = l_b \cdot \frac{A_{snec}}{A_{sreal}} \geq \alpha \cdot l_b$

siendo:

$\alpha = 0.3$  en barras en tracción

$\alpha = 0.6$  en barras en compresión

además  $l_{b,neta}$  será mayor que 15 diámetros y 200 mm.

En la armadura vertical en pantallas y muros, se realiza solapes en el arranque de cada planta, multiplicando por un factor  $\alpha_1$ , según las barras estén en compresión o tracción, que en el caso último será:

$\alpha_1 = 1.4$  (si  $a < 10\phi$ , solapando más del 50% de las barras)

$\alpha_1 = 2.0$  (si  $a > 10\phi$ , solapando más del 50% de las barras)

### Elementos estructurales

#### • Soportes

Si es un pilar, en otro caso será una pantalla.

Armadura mínima longitudinal:  $\phi 12 \text{ mm}$ .

Cuantía mínima  $A_{smin} = 0.15 \frac{N_{sd}}{f_{yd}} \geq 0.003 A_c$

Cuantía máxima  $\leq 0.08 A_c$

Cercos:

mínimo diámetro		$\phi 6 \text{ mm}$	
		$\geq \frac{1}{4} \phi$ longitudinal mínima	
separación		$12 \phi$ longitudinal	
máxima		$\leq$	menor dimensión transversal
			300 mm

en cabeza y pie, y en una altura de la mayor dimensión transversal, se multiplica la separación por 0.6

• **Vigas:**

Armadura mínima:

$$A_s \geq 0.04 A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \geq 0.6 \frac{b \cdot d}{f_{yk}} \geq 0.0015 \cdot b \cdot d$$

Armadura máxima:  $A_s \leq 0.04 A_c$

Anclaje de la armadura inferior:

- En apoyo extremo: Se anclará la mitad del valor el cortante (0.9).

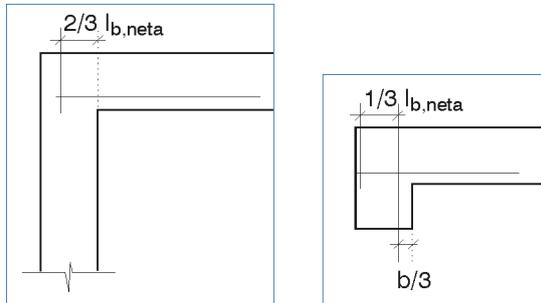


Fig. 10.9

Se anclará al menos el 25% de la armadura del vano

- En apoyo interiores: se anclará al menos  $10\phi$  desde la cara de apoyo, y desde el eje la longitud mínima.
- Cuantía mínima de armadura transversal (estribos)

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w}$$

Clase de hormigón	Clase de acero		
	S220	S400	S500
c12/15 a c20/25	0.0016	0.0009	0.0007
c25/30 a c35/45	0.0024	0.0013	0.0011
c40/50 a c50/60	0.0030	0.0016	0.0013

$$\text{Si } V_{sd} \leq \frac{1}{5} V_{Rd2} \quad S_{\max} = 0.8 d \neq 300 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{5} V_{Rd2} < V_{sd} \leq \frac{2}{3} V_{Rd2} \quad S_{\max} = 0.6 d \neq 300 \text{ mm}$$

$$V_{sd} > \frac{2}{3} V_{Rd2} \quad S_{\max} = 0.3 d \neq 200 \text{ mm}$$

Separación máxima transversal entre ramas:

$$\text{Si } V_{sd} \leq \frac{1}{5} V_{Rd2} \quad S_{\max} \leq d$$

Si  $V_{sd} > \frac{1}{5} V_{Rd2}$ , se aplica igual que en el apartado anterior para cada escalón.

Armadura de torsión:

Cumplirá las separaciones indicadas para cortante, y además  $S_{\max} \leq \frac{u_k}{8}$ , siendo  $u_k$  el perímetro eficaz. La armadura en las caras, colocada como piel resistente a torsión, no deberá distar más de 350 mm.

• **Losas macizas:**

Se ancla la armadura decalando un canto útil  $d$ , la armadura principal será 20% principal; la separación máxima será:

Armadura principal  $\leq 1.5 h \leq 300 \text{ mm}$

Armadura secundaria  $\leq 2.5 h \leq 300 \text{ mm}$

Las cuantías mínimas y máximas serán las indicadas para flexión.

• **Muros de hormigón armado:**

La relación entre lado mayor/menor será  $\geq 4$ , y si no cumple se advierte que es un pilar, aplicando sus cuantías mínimas.

Cuantías mínimas y máximas/separaciones.

$$\text{Armadura vertical: } \left\{ \begin{array}{l} \geq 0.004 A_c \\ \leq 0.04 A_c \end{array} \right\} \begin{array}{l} s \leq 2 \cdot \text{espesor} \\ s \leq 300 \text{ mm} \end{array}$$

Armadura horizontal:  
 $\geq 50\%$  de la vertical  
 $s \leq 300$  mm  
 $\phi_h \geq \frac{1}{4} \phi$  vertical

Si la cuantía de la armadura vertical es  $\geq 0.02 A_c$ , se colocará armadura de atado transversal.

## 12.10. Norma NBR-6118:2003 (Brasil)

### 12.10.1. Materiales a emplear

#### 12.10.1.1. Hormigones

Se definen las calidades siguientes:

C15, C18, C20, C25, C30, C35, C40, C45, C50

donde el número expresa la resistencia a los 28 días en probeta cilíndrica en MPa =  $f_{ck}$ .

Se ha incluido C18 que, aunque no se tipifica en la norma, puede servir de comprobación.

La calidad mínima en estructura es C20, y en cimentaciones C15, emitiéndose un aviso si no es mayor o igual a dicho valor.

El **Módulo de elasticidad** del hormigón, para los cálculos estructurales, se adopta:

$$E_c = 4760 \sqrt{f_{ck}} \quad (f_{ck} \text{ en Mpa})$$

#### 12.10.1.2. Aceros

Se definen las calidades:

CA-25 (A), CA-50 (A), CA-60 (A), CA-60 (B)  
 (A) Dureza natural, (B) Estirado en frío.

- **Adherencia:** Siendo  $f_{bd}$  la tensión de adherencia, se define:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

siendo:

$\eta_1 = 1$  (CA-25);  $\eta_1 = 2.25$  (CA-50);  $\eta_1 = 1.4$  (CA-60)

$\eta_2 = 1$  (posición I, buena adherencia);  $\eta_2 = 0.7$  (posición II, mala adherencia).

$\eta_3 = 1$  ( $\phi < 32$  mm)

$$f_{ctd} = \frac{0.7 \cdot 0.3}{\gamma_c} \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (f_{ck} : \text{MPa})$$

$\gamma_c$ : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

- **Doblado de patillas:** La longitud de la rama vertical mínima en función del diámetro y el tipo de acero es:

Diámetro $\phi$ (mm)	Tipo de acero		
	CA-25	CA-50	CA-60
$\leq 20$	10 $\phi$	10.5 $\phi$	11 $\phi$
$> 20$	10.5 $\phi$	12 $\phi$	NO EXISTE

- **Longitud de anclaje:**

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$l_{b,necesaria} = \alpha_1 \cdot l_b \cdot \frac{A_s \text{ calc}}{A_s \text{ real}} \geq l_{b,min}$$

$\alpha_1 = 0.7$  terminada en patilla

$l_{b,min} = \text{MAX} (0.3 l_b; 10 \phi; 10 \text{ cm})$  en tracción.

$l_{b,min} = \text{MAX} (0.6 l_b; 15 \phi; 20 \text{ cm})$  en tracción.

- **Solapes:** En pantallas y muros, se aplican los porcentajes indicados en las opciones de cálculo.

### 12.10.2. Recubrimientos

El programa proporciona por defecto unos recubrimientos mínimos de 20 mm. Revise el tipo de hormigón y el ambiente de su obra y corríjalos manualmente.

### 12.10.3. Excentricidad mínima

$M_{1d,min} = N_d \cdot (0.015 + 0.03 h)$  en al menos una dirección.

## 12.10.4. Coeficientes de ponderación

### 12.10.4.1. Acciones

$\gamma_g$ : Permanentes		$\gamma_q$ : Variables	
Desfavorables	Favorables	Desfavorables	Favorables
1.4	0.9	1.4	0.0

$\gamma_f =$

### 12.10.4.2. Coeficientes de combinación:

$$\gamma_g F_{gk} + \gamma_q \left( F_{q1k} + \sum_2^n \psi_{0j} F_{qjk} \right)$$

Uso del edificio	$\psi_0$
Edificios	0.4
Comercios	0.7
Bibliotecas, archivos	0.8
Viento	0.4

### 12.10.4.3. Materiales

#### Hormigón

$\gamma_c$  = Coeficiente de minoración de la resistencia.

Tipo de control	$\gamma_c$
Condiciones desfavorables	$1.1 \cdot 1.4 = 1.54$
En general	1.4
Riguroso en fábrica	1.3

#### Acero

$\gamma_s$  = Coeficiente de minoración de la resistencia.

CA-25 - Anc (no controlado) ,  $\gamma_s = 1.25$

resto, CA-25, CA-50, CA-60,  $\gamma_s = 1.15$

### 12.10.4.4. Coeficiente amplificador por espesor

Si, en pilares o pantallas, el espesor (b) es menor de 20 cm, entonces:

$$\gamma_f = \gamma_f \cdot \gamma_n$$

$$\gamma_n = 1.95 - 0.05 b; \quad b = \text{espesor}$$

### 12.10.5. Cálculo a cortante de losas aligeradas (reticulares)

Si la distancia entre ejes de nervios es menor o igual que 65 cm, se dimensiona como losa.

Si la distancia es mayor que 65 cm, la separación entre ejes menor que 90 cm y el espesor de los nervios mayor que 12 cm, también se dimensiona como losa. En el resto de los casos se dimensiona como viga.

Para losas con distancia entre ejes de nervios mayores que 110 cm, se muestra un aviso indicando que se debe dimensionar como un emparrillado de vigas y losas.

### 12.10.6. Límites de flecha

- Total a plazo infinito:  $L/250$
- Instantánea de sobrecarga:  $L/350$
- Activa:  $L/500$  y 1 cm

### 12.10.7. Fisuración

Por defecto toma  $W_k = 0.4$  mm.

### 12.10.8. Análisis estructural

Se consideran los nudos de dimensión finita y rígidos en el ancho del apoyo.

Se redondea la ley de momentos en el apoyo, supuesta una respuesta lineal dentro del mismo.

### 12.10.9. Límites de redistribución

- En apoyos, sin redistribución:

$$\frac{x}{d} \leq 0.5 \quad f_{ck} \leq 35$$

$$\frac{x}{d} \leq 0.4 \quad f_{ck} > 35$$

- En apoyos, con redistribución,  $M$  pasa a ser  $\delta M$ .

$$\delta \geq 0.44 + 1.25 \frac{x}{d} \quad f_{ck} \leq 35$$

$$\delta \geq 0.56 + 1.25 \frac{x}{d} \quad f_{ck} > 35$$

### 12.10.10. Rigidez a torsión en vigas

Revise los valores por defecto en **Opciones**.

### 12.10.11. Alternancia de sobrecarga

Puede hacerlo introduciendo hipótesis de sobrecarga separada a juicio del proyectista.

### 12.10.12. Diafragma rígido

Se considera para forjados. Consulte en el apartado **13. Diafragma rígido** los elementos que pueden quedar desconectados del diafragma rígido. Compruebe la relación de lados y divida el edificio en partes separadas de forma manual.

### 12.10.13. Análisis de vigas de gran canto

No se considera.

### 12.10.14. Análisis de pantallas y muros

Siempre por elementos finitos triangulares de 6 nodos.

### 12.10.15. Encepados

Por el método de bielas y tirantes.

### 12.10.16. Pandeo

El programa permite el análisis de los efectos de 2º orden, calculando el coeficiente  $\gamma_z$  si introduce acciones horizontales (viento) de forma opcional, si bien se aconseja siempre calcularlo.

La altura de pandeo  $l_e$  es igual a la altura entre ejes de apoyos por el coeficiente de pandeo.

Se emplea el método  $P-\Delta$ , para lo cual debe indicar el coeficiente multiplicador de los desplazamientos, que es el inverso del reductor de rigidez, tomando por defecto  $1 / 0.7 = 1.43$ .

Se consideran los efectos locales calculando la excentricidad adicional por pandeo, y los efectos globales aplicando el método P-Δ y el coeficiente amplificador de esfuerzos  $\gamma_z$  a las combinaciones de viento.

### 12.10.16.1. Cálculo de los efectos locales

Se pueden despreciar las mismas, si la esbeltez:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} < \lambda_1 = 25 + 12.5 \frac{e_n}{h} \begin{cases} \leq 90 \\ \geq 35 \end{cases}$$

- Se considera la fluencia si  $\lambda > 90$ , adicionalmente la excentricidad:

$$e_{c,fluencia} = \left( \frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right) \left( 2.718^{\frac{\phi N_{sg}}{N_e - N_{sg}}} - 1 \right)$$

$$N_e = \frac{10E_c I_c}{l_e^2}$$

- Si  $\lambda > \lambda_1$  y  $\lambda \leq 90$  se aplica una excentricidad por pandeo adicional de valor:

$$e_2 = \frac{l_e}{10} \cdot \frac{1}{r}, \text{ siendo:}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0.005}{h(v+0.5)} \leq \frac{0.005}{h}, \quad v = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

- Si  $90 < \lambda < 140$ , se aplica el método de la columna-modelo del Eurocódigo 2:

$$e_2 = K_1 \cdot \frac{l_e}{10} \cdot \frac{1}{r}, \quad K_1 = 1 \text{ si } \lambda \geq 35$$

$$\frac{1}{r} = 2 \frac{K_2 \cdot \varepsilon_{yd}}{0.9 \cdot d}, \quad K_2 = 1; \quad \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$\text{luego } \frac{1}{r} = 2.222 \frac{f_{yd}}{d \cdot E_s}$$

- Si  $\lambda \geq 140$ , se emite un mensaje de esbeltez excesiva, pues los métodos simplificados aplicados no sirven y debe utilizar métodos rigurosos de cálculo, que quedan fuera de la aplicación del programa.

### 12.10.17. Cálculo de flechas en vigas

Se aplica el método de la inercia equivalente (Branson) para el cálculo de las flechas instantáneas.

Las flechas diferidas se obtienen multiplicando las instantáneas por los coeficientes indicados en las opciones.

### 12.10.18. Fisuración

Se aplica la formulación indicada en la norma.

### 12.10.19. Armaduras longitudinales

Se aplica la condición de rotura frágil. Siendo:

$$\rho_{min} = W_{min} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \geq 0.0015, \text{ tomando } W_{min} = 0.035$$

en losas, y de forma opcional, se puede aplicar una reducción cuando la cuantía es inferior a la mínima (consulte **Opciones**).

Armadura máxima:  $\rho_{TOTAL} \leq 4\%$ .

### 12.10.20. Armadura de piel en vigas

Si  $h > 60$  cm, en cada cara  $A_{s \text{ piel}} = 0.001 \cdot A_{alma}$ .

$\phi_{alma} \geq \phi_{estribo}$

$$S \begin{cases} \leq 20\text{cm} \\ \leq d/3 \end{cases}$$

### 12.10.21. Pilares

$$\begin{array}{l} \text{mínimos:} \\ \text{máximos:} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \rho_{\min} \geq 0.004 \\ A_s \cdot f_{yd} \geq 0.15 N_d \\ A_s \leq 0.08 A_c \end{array} \right.$$

### 12.10.22. Cortante

Se utiliza el modelo 1,  $\theta = 45^\circ$ .

Cuantía mínima:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \geq 0.2 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}, \quad f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$$

siendo en vigas con  $b_w \leq 5 d$ .

Se comprueba la sección a  $d/2$  del borde de apoyo:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{su}$$

Comprobación a compresión oblicua:

$$\begin{array}{ll} V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d & \alpha_v = 1 - \frac{f_{ck} - \text{MPa}}{250} \\ V_{su} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} & f_{ywd} \leq 435 \text{ MPa} \\ V_c = 0.6 f_{ctd} \cdot b_w \cdot d & f_{ctd} = \frac{0.7 \cdot 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}}{\gamma_c} \end{array}$$

Se desplaza en la dirección desfavorable los estribos en  $d/2$ .

### 12.10.23. Torsión

$$h_e = \frac{A}{u} \geq 2 C_1$$

debe cumplirse que:

$$T_{sd} \leq T_{Rd2} = 0.5 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e$$

Cálculo de estribos perimetrales por torsión:

$$\frac{2 A_e}{s} \leq \frac{T_{sd}}{A_e \cdot f_{ywd}}, \quad f_{ywd} \leq 435 \text{ MPa}$$

Armadura longitudinal:

$$A_{sl} = \frac{T_{sd} \cdot u}{2 A_e \cdot f_{ywd}}$$

Actuación conjunta cortante + torsión:

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{Rd2}} \leq 1$$

### 12.10.24. Detalles

#### 12.10.24.1. Armadura de tracción en apoyos (inferior):

- En extremos, se anclará un valor de  $0.5 V_{sd}$ , a partir de la cara.
- En apoyos intermedios  $\geq 10 \phi$ .

#### 12.10.24.2. Estribos

$$\phi \text{ min} = 5 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ max} \leq b/10$$

- Separación de estribos (longitudinal):
 
$$V_d \leq 0.67 V_{Rd2} \Rightarrow S_{max} = 0.6d \leq 300 \text{ mm}$$

$$V_d > 0.67 V_{Rd2} \Rightarrow S_{max} = 0.3d \leq 200 \text{ mm}$$
- Separación transversal (entre estribos en horizontal):
 
$$V_d \leq 0.2 V_{Rd2} \Rightarrow S_t = d \leq 800 \text{ mm}$$

$$V_d > 0.2 V_{Rd2} \Rightarrow S_t = 0.6d \leq 350 \text{ mm}$$

Si no se cumple se añaden ramas verticales.

### 12.10.24.3. Alas de vigas en T con cabeza colaborante

La cuantía de armadura transversal será  $\geq 1.5 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

### 12.10.25. Pilares

Deben cumplir que  $b \leq 5 h$ .

$$\phi \text{ longitudinal, mínima} = 10 \text{ mm} \leq \frac{1}{10} b \text{ mínima}$$

Estribos:

$$\phi \text{ min} \begin{cases} \geq 5 \text{ mm} \\ \geq \frac{1}{4} \phi \text{ vertical, máxima} \end{cases}$$

$$\text{Separación} \leq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ b \text{ mínimo} \\ 24 \phi \text{ I (CA-25); } 12 \phi \text{ I (CA-50)} \end{cases}$$

### 12.10.26. Losas

- Armadura mínima  $\begin{cases} \text{negativos } \rho_n \geq 0.035 \\ \text{positivos } \geq 0.67 \rho_n = 0.023 \end{cases}$

- Cara de tracción, cuantía geométrica mínima  $\rho_{min} \geq 0.0015$
- Cortante:
  - Sin refuerzo:

$$V_{Rd1} = \left[ \zeta_{Rd} k (1.2 + 40\rho) + 0.15 \sigma_{cp} \right] b_{wd}$$

$$\zeta_{Rd} = 0.25 f_{ctd}$$

$k = 1$  para elementos en los que el 50% de la armadura inferior no llega al apoyo

$$k = \left| 1.6 - d \right| > 1 \text{ para el resto de los casos}$$

- Con refuerzo. Se aplica lo mismo que en vigas, con las siguientes limitaciones:
  - Si  $h > 35 \text{ cm}$ ,  $f_{ywd} \leq 435 \text{ MPa}$
  - Si  $h \leq 15 \text{ cm}$ ,  $f_{ywd} \leq 250 \text{ MPa}$

para valores intermedios se interpola.

### 12.10.27. Punzonamiento

Dado que el programa calcula las tensiones tangenciales de forma precisa, a partir de  $0.5 d$  y en intervalos de  $0.75 d$  a cortante y punzonamiento, se limita el valor de dicha tensión tangencial al valor:

$$\zeta_{rd} \leq \zeta_{rd1} = 0.13 \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d(\text{mm})}} (100 \rho f_{ck})^{1/3} \right)$$

Si hace falta refuerzo, se considera la contribución del hormigón con la misma formulación, pero el término  $0.13$  se sustituye por  $0.10$ .

La  $f_{ywd}$  considerada es la misma para el cálculo a cortante en losas.

La separación entre ramas verticales de refuerzos es  $\leq 0.75 d$ .

Se colocarán refuerzos si es necesario desde 0.5 d de la cara de apoyo, y en superficies paralelas a la misma cada 0.75 d.

### Longitudes mínimas de refuerzos en losas

Consulte las opciones de losas. En particular para losas aligeradas (reticulares) se pueden aplicar unas longitudes mínimas en % de la luz.

En losas macizas son resultado del cálculo, decalando siempre la longitud neta del anclaje más un canto útil.

## 12.11. Otras normas

En cada una de las nuevas versiones de CYPECAD se han incorporado diferentes normas nacionales e internacionales.

En la página web de CYPE se pueden encontrar recopiladas y siempre actualizadas; no obstante, se detalla a continuación la normativa contemplada hasta la edición del presente documento, para trabajar con CYPECAD y Estructuras 3D integradas:

### Estructuras de hormigón

#### Argentina

- CIRSOC 201-2005
- CIRSOC 201-1982

#### Bolivia

- CBH 87

#### Brasil

- ABNT NBR 6118:2007
- ABNT NBR 6118:2003
- ABNT NB-1

#### Bulgaria

- Eurocódigo 2 (Bulgaria)

#### Chile

- NCh430.Of2008
- ACI 318-99 (Chile)

#### España

- EHE-08
- EHE-98
- EH-91

#### EU Internacional

- Eurocódigo 2

#### Francia

- BAEL-91 (R-99)
- Eurocódigo 2 (Francia)

#### India

- IS 456: 2000

#### Italia

- NTC: 14-01-2008

#### México D.F.

- NTCRC:2004
- NTCRC

#### Perú

- NTE E.060:2009

#### Portugal

- Eurocódigo 2 (Portugal)
- REBAP

#### Rumanía

- Eurocódigo 2 (Rumanía)

#### USA Internacional

- ACI 318M-11
- ACI 318M-08
- ACI 318M-99

**Estructuras de acero laminado y armado**

Alemania

- DIN 18800:2008-11

Brasil

- ABNT NBR 8800: 2008
- ABNT NBR8800:1986

Bulgaria

- Eurocódigo 3 (Bulgaria)

Canadá

- CAN/CSA S16-01

Chile

- NCh427

España

- EAE
- CTE DB SE A
- EA-95 (MV103)

EU Internacional

- Eurocódigo 3

Francia

- Eurocódigo 3 (Francia)

India

- IS 800: 2007

Italia

- Eurocódigo 3 (Italia)
- NTC:14-01-2008

México D.F.

- NTCRC Estruct.Metal.

Portugal

- REAE
- Eurocódigo 3 (Portugal)

USA

- AISC ASD 89
- ISC LRFD 86

USA - Internacional

- ANSI/AISC 360-10 (LRFD)
- ANSI/AISC 360-05 (LRFD)

**Estructuras de acero conformado**

Alemania

- DIN 18800:2008-11

Brasil

- ABNT NBR 14762: 2010
- ABNT NBR 14762: 2001
- AISI (Brasil)

Francia

- Eurocódigo 3 (Francia)

Italia

- Eurocódigo 3 (Italia)
- NTC: 14-01-2008

Bulgaria

- Eurocódigo 3 (Bulgaria)

Canadá

- CAN/CSA S136-07

Chile

- NCh427

España

- EAE
- CTE DB SE A
- EA-95 (MV110)

EU Internacional

- Eurocódigo 3

México

- AISI/NASPEC-2007 (LRFD) (México)

Portugal

- Eurocódigo 3 (Portugal)
- MV110 (Portugal)

USA

- AISI/NASPEC-2007 (LRFD) (USA)

USA Internacional

- AISI/NASPEC-1977

### **Estructuras mixtas de hormigón y acero**

EU Internacional

- Eurocódigo 4

### **Estructuras de bloques de hormigón**

España

- CTE DB SE F

EU Internacional

- Eurocódigo 6

México D.F.

- NTCRC

### **Estructuras de aluminio**

EU Internacional

- Eurocódigo 9

### **Estructuras de madera**

Bélgica

- Eurocódigo 5 (Bélgica)

Brasil

- NBR 7190

España

- CTE DB SE M

EU Internacional

- Eurocódigo 5

Francia

- Eurocódigo 5 (Francia)

### **Acciones en las estructuras. Viento**

Alemania

- DIN 1055-4:2005-03

Argelia

- R.N.V.99 D.T.R. C 2-4.7

Argentina

- CIRSOC 102-1984

Bélgica

- Eurocódigo 1 (Bélgica)

Brasil

- ABNT NBR 6123

Bulgaria

- Ordenanza nº 3, 21 de julio de 2004. Sección VI: Cargas de viento

Canadá

- NBC 05

Chile

- NCh432.Of71

Colombia

- NSR-10

Costa Rica

- RC80

## Cuba

- NC 285:2003

## España

- CTE DB SE AE
- NTE

## EU Internacional

- Eurocódigo 1

## Francia

- Eurocódigo 1 (Francia)
- NV 65:2009

## Guatemala

- NCSE2

## Honduras

- CHOC-04

## India

- IS:875: (Part3) - 1987 (Reaffirmed 1997)

## Internacional

- Norma genérica (curvas altura/presión)

## Italia

- N.T.C. (Italia)

## Marruecos

- Cahier des Prescriptions Communes Applicables au Calcul des Surcharges dues au Vent

## México

- CFE - 2008

## México D.F.

- NTC

## Panamá

- REP-04

## Paraguay

- NBR

## Perú

- Norma Técnica E.020

## Portugal

- RSA
- Eurocódigo 1 (Portugal)

## Rep. Dominicana

- Boletín nº 9/80

## Uruguay

- UNIT 50-84

## USA Internacional

- ASCE/SEI 7-10
- ASCE/SEI 7-05

## Venezuela

- COVENIN 2003-89

**Acciones en las estructuras. Sismo**

## Alemania

- DIN 4149:2005-04

## Argelia

- RPA 99 / v 2003

## Argentina

- CIRSOC 103-1991

## Bélgica

- Eurocódigo 8 (Bélgica)

## Brasil

- ABNT NBR 15421:2006

## Bulgaria

- Decreto N°2, 23.07.2007

## Canadá

- NBC 05

## Chile

- NCh-433.Of 1996 Mod. 2009 (D.Nº 61 de 2011)
- NCh-433.Of96

## Colombia

- NSR-10
- NSR-98

## Costa Rica

- CSCR-2002

## Cuba

- NC 46:1999

## Ecuador

- CPE INEN 5:2001

## España

- NCSE-02
- NCSE-94

## EU Internacional

- Eurocódigo 8

## Francia

- PS 92 (version révisée 2010)
- PS 92
- Eurocódigo 8 (Francia)

## Guatemala

- NSE-10

## Honduras

- CHOC-04

## India

- IS 1893 (Part 1): 2002
- IS 1893 (Part 1): 2002 (Section 7.5)

## Internacional

- Coeficientes por planta (estático)
- Análisis modal espectral (dinámico)

## Italia

- N.T.C. (Italia)

## Marruecos

- RPS 2011
- RPS 2000

## México

- CFE 2008
- CFE93

## México D.F.

- NTC - 2004
- NTC - 95

## Panamá

- REP-04

## Perú

- Norma Técnica E.030

## Portugal

- Eurocódigo 8 (Portugal)
- RSA - Modal espectral

## Puerto Rico

- 2011 PRBC

## República Dominicana

- M-001 1979

## Rumanía

- P100-1/2006

## USA Internacional

- 2009 IBC
- ASCE 7-05
- UBC: 1997

### Combinaciones de acciones en las estructuras

#### Alemania

- Estructuras de acero laminado, armado y conformado  
Norma de combinaciones de acciones empleada con DIN 18800:2008-11
  - DIN 1055-100

#### Argelia

- Estructuras de hormigón  
Norma de combinaciones de acciones empleada con BAEL-91(R-99)
  - BAEL-91 (R-99) (acciones no sísmicas)
  - RPA 99 (acciones sísmicas)

#### Argentina

- Estructuras de hormigón  
Norma de combinaciones de acciones empleada con CIRSOC 201-2005
  - CIRSOC 201-2005
 Norma de combinaciones de acciones empleada con CIRSOC 201-1982
  - CIRSOC 105 (acciones no sísmicas)
  - CIRSOC 103 (acciones sísmicas)

#### Bélgica

- Estructuras de madera  
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 5 (Bélgica)
  - Eurocódigo 0

#### Brasil

- Estructuras de hormigón  
Norma de combinaciones de acciones empleada con ABNT NBR 6118:2003
  - ABNT NBR 6118:2003

Normas de combinaciones de acciones que se pueden emplear con ABNT NB-1

- ABNT NB-1
- ABNT NBR-8681/84
- Estructuras de acero laminado y armado  
Norma de combinaciones de acciones empleada con ABNT NBR 8800: 2008
  - ABNT NBR 8800: 2008
 Norma de combinaciones de acciones empleada con ABNT NBR 8800: 1986
  - ABNT NBR 8800: 1986
- Estructuras de acero conformado  
Norma de combinaciones de acciones empleada con ABNT NBR 14762: 2001
  - ABNT NBR 14762: 2001
 Norma de combinaciones de acciones empleada con AISI (Brasil)
  - AISI (Brasil)
- Estructuras de madera  
Norma de combinaciones de acciones empleada con ABNT NBR 7190
  - ABNT NBR 7190

#### Bulgaria

- Estructuras de hormigón  
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 2 (Bulgaria)
  - Eurocódigo 0
- Estructuras de acero laminado, armado y conformado  
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 3 (Bulgaria)
  - Eurocódigo 0

#### Canadá

- Estructuras de acero laminado y armado  
Norma de combinaciones de acciones empleada con CAN/CSA S16-01
  - CAN/CSA S16-01
- Estructuras de acero conformado  
Norma de combinaciones de acciones empleada con CAN/CSA S136-07
  - CAN/CSA S136-07

#### Chile

- Estructuras de hormigón  
Norma de combinaciones de acciones empleada con ACI 318-99 (Chile)
  - ACI 318-99 (Chile)
- Estructuras de acero laminado, armado y conformado  
Norma de combinaciones de acciones empleada con NCh427
  - ASD

#### España

- Estructuras de hormigón  
Norma de combinaciones de acciones empleada con EHE-08
  - CTE DB SE
 Normas de combinaciones de acciones que se pueden emplear con EHE-98
  - CTE DB SE
  - EHE-98
 Norma de combinaciones de acciones empleada con EH-91
  - EH-91

- Estructuras de acero laminado y armado  
Norma de combinaciones de acciones empleada con CTE DB SE A
  - CTE DB SE
 Norma de combinaciones de acciones empleada con EA-95 (MV103)
  - EA-95 (MV103)
- Estructuras de acero conformado  
Norma de combinaciones de acciones empleada con CTE DB SE A
  - CTE DB SE
 Norma de combinaciones de acciones empleada con EA-95 (MV110)
  - EA-95 (MV110)
- Estructuras de bloques de hormigón  
Norma de combinaciones de acciones empleada con CTE DB SE F
  - CTE DB SE
- Estructuras de madera  
Norma de combinaciones de acciones empleada con CTE DB SE M
  - CTE DB SE

#### EU Internacional

- Estructuras de hormigón; de acero laminado, armado y conformado; mixtas de hormigón y acero; de bloques de hormigón; de aluminio; y de madera.  
Norma de combinaciones de acciones empleada con todos los Eurocódigos implementados
  - Eurocódigo 0

## Francia

- Estructuras de hormigón  
Norma de combinaciones de acciones empleada con BAEL-91(R-99)
  - BAEL-91 (R-99)
- Estructuras de acero laminado, armado y conformado  
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 3 (Francia)
  - Eurocódigo 0
- Estructuras de madera  
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 5 (Francia)
  - Eurocódigo 0

## India

- Estructuras de hormigón  
Norma de combinaciones de acciones empleada con IS 456: 2000
  - IS 875 (Part 5): 1987

## Italia

- Estructuras de acero laminado, armado y conformado  
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 3 (Italia)
  - Eurocódigo 0

## Marruecos

- Estructuras de hormigón  
Norma de combinaciones de acciones empleada con BAEL-91(R-99)
  - BAEL-91 (R-99) (acciones no sísmicas)
  - RPS 2000 (acciones sísmicas)

## México D.F.

- Estructuras de acero laminado y armado  
Norma de combinaciones de acciones empleada con NTCRC Estruct.Metal.
  - NTCRC Estruct.Metal.
- Estructuras de hormigón y bloques de hormigón  
Norma de combinaciones de acciones empleada con NTCRC
  - Reglamento DF

## México

- Estructuras de acero conformado  
Norma de combinaciones de acciones empleada con AISI/NASPEC-2007 (LRFD) (México)
  - AISI/NASPEC-2007 (LRFD) (México)

## Perú

- Estructuras de hormigón  
Norma de combinaciones de acciones empleada con ACI 318M-99
  - NT E.060

## Portugal

- Estructuras de hormigón  
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 2 (Portugal)
  - Eurocódigo 0
- Estructuras de acero laminado y armado  
Norma de combinaciones de acciones empleada con REBAP
  - RSA
- Estructuras de acero laminado y armado  
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 3 (Portugal)
  - Eurocódigo 0

Norma de combinaciones de acciones empleada con REAE

- RSA

- Estructuras de acero conformado

Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 3 (Portugal)

- Eurocódigo 0

Norma de combinaciones de acciones empleada con MV110 (Portugal)

- RSA

Rumanía

- Estructuras de hormigón

Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 2 (Rumanía)

- Eurocódigo 0

USA

- Estructuras de acero laminado y armado

Norma de combinaciones de acciones empleada con ANSI/AISC 360-05 (LRFD)

- ASCE/SEI 7-05

Norma de combinaciones de acciones empleada con AISC ASD 89

- ASD

Norma de combinaciones de acciones empleada con AISC LRFD 86

- AISC LRFD 86

- Estructuras de acero conformado

Norma de combinaciones de acciones empleada con AISI/NASPEC-2007 (LRFD) (USA)

- ASCE/SEI 7-05

USA Internacional

- Estructuras de hormigón

Norma de combinaciones de acciones empleada con ACI 318M-08

- ACI 318M-08

Norma de combinaciones de acciones empleada con ACI 318M-99

- ACI 318M-99

- Estructuras de acero conformado

Norma de combinaciones de acciones empleada con AISI/NASPEC-1977

- ASD

A cada país le corresponde un paquete de normas para la correcta aplicación del programa, que se incluyen durante su instalación.

El usuario puede comprobar en su licencia las normas que posee y adicionalmente puede adquirir otras (mencionadas en el listado anterior o el apartado Normativa implementada de la web de CYPE) dirigiéndose a su distribuidor o directamente a CYPE Ingenieros.

## 12.12. Implementación de normas sísmicas

### 12.12.1. Diseño sísmico de edificios (Colombia)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10.

#### 12.12.1.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para la Caracterización del emplazamiento se debe indicar los siguientes datos:

- **Aceleración horizontal pico efectiva ( $A_a$ ) y Velocidad horizontal pico efectiva ( $A_v$ )**, de acuerdo con las regiones sísmicas definidas en las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3. La selección de la ubicación en el Listado de Departamentos y Municipios proporciona directamente el valor de dichos parámetros.

Para la consideración del Tipo de edificación se debe indicar:

- **Grupo de uso (I, II, III y IV)**, de acuerdo a la clasificación según su importancia, uso y riesgo de fallo (véase A.2.5.1), determinando el valor del coeficiente de importancia I.

#### 12.12.1.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales

- **Tipo de perfil de suelo (A, B, C, D o E)**, basándose en la velocidad media de la onda de cortante de los estratos que forman los 30m superiores del terreno, obtenida según A.2.4.3.1.

Basándose en los parámetros  $A_a$  y  $A_v$ , y el **tipo de perfil de suelo** se obtienen, según las tablas A.2.4-3 y A.2.4-4, los coeficientes  $F_a$  y  $F_v$ , necesarios para la definición del espectro.

Las características del Sistema estructural que deben indicarse son:

- **Coefficiente de disipación de energía básico ( $R_0$ )** en las dos direcciones principales en planta, según el sistema y el material estructural (véase tablas A.3-1 a A.3-4)
- Coeficiente de irregularidad en altura ( $\Phi_a$ ): factor de reducción de resistencia en función de los casos descritos en la tabla A.3-7.
- Coeficiente de irregularidad en planta ( $\Phi_p$ ): factor de reducción de resistencia en función de los casos descritos en la tabla A.3-6.
- Coeficiente por ausencia de redundancia ( $\Phi_r$ ): factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en las dos direcciones principales en planta, según A.3.3.8.

La definición de dichos parámetros permite el cálculo de un Coeficiente de disipación de energía (R) para cada dirección en planta, aplicándose la siguiente fórmula:

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$$

Se considera, según A.3.2.5, la siguiente limitación para los coeficientes definidos en ambas direcciones: el mayor valor de R no puede ser superior a 1.25 veces el valor menor de R.

El espectro elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la gravedad, se define por:

$$S_a = 2.5 \cdot A_a \cdot F_a \cdot I \quad T_0 \leq T \leq T_C$$

$$S_a = \frac{1.2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot I}{T} \quad T_C \leq T \leq T_L$$

$$S_a = \frac{1.2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot T_L \cdot I}{T^2} \quad T \geq T_L$$

$$\text{donde } T_C = 0.48 \frac{A_v \cdot F_v}{A_a \cdot F_a} \quad \text{y } T_L = 2.4 \cdot F_v$$

Si se ha activado en el panel la opción "Aplicar reducción a todos los modos excepto al modo fundamental" se considera, según A.2.6.1.3, que para periodos de vibración inferiores al periodo  $T_0$  y diferentes del fundamental, el espectro de aceleraciones puede obtenerse de:

$$S_a = 2.5 \cdot A_a \cdot F_a \cdot I \cdot \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad T \leq T_0$$

$$\text{donde } T_0 = 0.1 \frac{A_v \cdot F_v}{A_a \cdot F_a}$$

El espectro de diseño sísmico en cada dirección se obtiene reduciendo el espectro elástico. Dicho espectro se divide por el correspondiente Coeficiente de Disipación de energía (R). Cuando se activa la opción de "Aplicar reducción a todos los modos excepto al modo fundamental" se considera, según A.2.9.4, un valor para el coeficiente de disipación de energía definido por la fórmula:

$$R_C = (R - 1) \cdot \frac{T}{T_0} + 1 \leq R$$

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.
- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).

- Factor de amplificación del espectro, factor por el que se modifican las ordenadas del espectro definido por la norma basándose en los parámetros considerados. Actúa multiplicando las ordenadas, por lo que las amplifica si se introduce un valor superior a 1 y las reduce si es menor.

### 12.12.1.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, es posible aplicar como procedimiento de cálculo:

- Análisis Dinámico Modal Espectral (véase apartado A.3.4.2.2), sobre un modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado **13. Diafragma rígido**.
- Análisis Estático de la Fuerza Lateral Equivalente (véase apartado A.4)

En cuanto a las **combinaciones de carga**, se pueden utilizar las definidas para la norma ACI, y que como se ha dicho en el manual son modificables por el usuario, para adaptarla a la norma en caso de que lo considere necesario (véase combinaciones del Reglamento NSR-10 en el apartado C.9.2.1).

Para estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) o especial (DES) se considera un factor de reducción de resistencia para cortante ( $\Phi$ ) de 0.60 (véase C.9.3.4)

Los efectos ortogonales se tienen en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular (véase A.3.6.3)

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al 5% (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio.

El cálculo de los desplazamientos se realiza a partir del espectro elástico de desplazamientos, es decir, sin la reducción del coeficiente de disipación de energía ( $R$ ). El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pilares, que deben ser chequeados por el usuario consultando el listado de distorsiones de columnas para las situaciones sísmicas y cumplir las prescripciones del reglamento recogidas en el capítulo 'A.6 Requisitos de la Deriva'.

El coeficiente de sobre-resistencia ( $\Omega_0$ ) se considera como 1, como valor por defecto. Se recomienda este valor dado que se consideran los diafragmas rígidos y no se tiene en cuenta que puedan ser frágiles.

Cuando se aplica el análisis dinámico (modal espectral), se realiza la corrección por cortante basal según lo indicado en el apartado A.5.4.5. En el caso de que sea necesario el ajuste de resultados, éste incluye los desplazamientos, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.

#### 12.12.1.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas

Se han incluido los **requisitos de diseño sísmico** del capítulo C.21 de la norma NSR - 10, según se considere una capacidad de disipación de energía mínima, moderada o especial (DMI, DMO, DES).

Si se activan estos criterios se aplicarán una serie de requisitos en el armado los cuales se especifican en la Ayuda implementada para la opción **Criterios de armado por ductilidad** del diálogo Datos generales.

El axil a resistir por las vigas de atado en cimentación no será menor de  $(0.25 \cdot A_a)$  veces la carga vertical total del elemento que tenga la mayor carga entre los que interconecta.

No se realiza la comprobación de las edificaciones indispensables para el umbral de daño según lo especificado en el capítulo A.12.

### 12.12.2. Diseño sísmico de edificios (Costa Rica)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar el Código Sísmico de Costa Rica CSCR -2002.

#### 12.12.2.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para la Caracterización del emplazamiento se debe indicar los siguientes datos:

- **Zona Sísmica (II, III y IV)**, de acuerdo con las regiones sísmicas definidas en la figura 2.1. La selección de la ubicación en el Listado de provincias, cantones y distritos proporciona directamente la zona.

Para la consideración del Tipo de edificación se debe indicar:

- **Categoría de la edificación (A, B, C, D y E)**, de acuerdo a la clasificación según su importancia, uso y riesgo de fallo (véase apartado 4.1), determinando el valor del factor de importancia I.

#### 12.12.2.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales

- **Tipo de suelo (S1, S2, S3 y S4)**, basándose en determinadas características del mismo, según apartado 2.2 del CSCR-2002.

En función de la **zona sísmica** y del **tipo de suelo** seleccionados se obtiene, según la tabla 2.2, la **aceleración pico efectiva de diseño ( $a_{ef}$ )**, necesaria para la posterior definición del espectro.

Las características del Sistema estructural que deben indicarse son:

- **Ductilidad ( $\mu$ )** en las dos direcciones principales en planta, según el sistema y el material estructural. El dato solicitado es la ductilidad global definida según apartado 4.4 (véase tabla 4.3)
- **Factor de sobre-resistencia (SR)**: factor de reducción definido en el capítulo 3.

El espectro de diseño de aceleraciones **C**, expresado como fracción de la gravedad, se define por:

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR}$$

Donde FED es el factor espectral dinámico, y es función de la zona sísmica, del tipo de suelo, la ductilidad global asignada  $\mu$  y el periodo. Este valor se representa en los gráficos de las figuras 5.1 a 5.12, para cada zona sísmica y sitio de cimentación.

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.
- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).
- Factor de amplificación del espectro, factor por el que se modifican las ordenadas del espectro definido por la norma en base a los parámetros considerados. Actúa multiplicando las ordenadas, por lo que las amplifica si se introduce un valor superior a 1 y las reduce si es menor.

### 12.12.2.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, se aplica como procedimiento de cálculo dinámico el Análisis Modal Espectral, descrito en la memoria, como modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado **13. Diafragma rígido**.

Se considera una inercia equivalente para los elementos de la estructura, según lo especificado en el apartado 8.1.3 del código CSCR-2002 ( $I_{eq} = 0.5 \cdot I_{bruta}$  para elementos a flexión)

En cuanto a las **combinaciones de carga**, se pueden utilizar las definidas para la norma ACI y, como se dijo en el manual son modificables por el usuario, es posible adaptarlas al código en caso de que lo considere necesario (véase combinaciones del código CSCR-2002 en el apartado 6.2).

Se considera un factor de reducción de resistencia para cortante ( $\Phi$ ) de 0.60 (véase apartado 8.1.4)

Los efectos ortogonales se tienen en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular (véase apartado 7.3)

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al 5% (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio.

El cálculo de los desplazamientos se realiza a partir del espectro de diseño, multiplicando los desplazamientos elásticos obtenidos por un **factor de desplazamientos ( $\mu \cdot SR$ )**, según se indica en el apartado 7.6. El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pilares, que deben ser chequeados por el usuario consultando el listado de distorsiones de columnas para las situaciones sísmicas y cumplir las prescripciones del código recogidas en el apartado '7.8 Límites de desplazamientos y deformaciones'.

El cortante en la base puede ser calculado a partir de la información obtenida en el listado SUMATORIO DE ESFUERZOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS POR HIPÓTESIS Y PLANTA en el que se ofrece los esfuerzos en cada planta y acumulados para cada hipótesis y cada modo.

#### 12.12.2.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas

Se han incluido requisitos de diseño sísmico del capítulo 8 del código CSCR-2002, según se considere una ductilidad global moderada u óptima.

Si se activan estos criterios se aplicarán una serie de requisitos en el armado los cuales se especifican en la Ayuda implementada para la opción **Criterios de armado por ductilidad** del panel de **Datos generales**.

#### 12.12.3. Diseño sísmico de edificios (Estados Unidos y sismo genérico)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar la norma ASCE 7 – 05.

##### 12.12.3.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para la Caracterización del emplazamiento se debe indicar los siguientes datos:

- **Aceleración espectral para periodos cortos ( $S_S$ ) y Aceleración espectral para un periodo de 1s ( $S_1$ )**, de acuerdo con los mapas sísmicos definidos en las figuras 22-1 a 22-14 de la norma. Una versión electrónica actualizada de los mismos puede consultarse en <http://eqhazmaps.usgs.gov/>.
  - Periodo de transición ( $T_L$ ) para periodos largos, de acuerdo con los mapas definidos en las figuras 22-15 a 22-20 de la norma.
- Para la consideración del Tipo de edificación se debe indicar:
- **Categoría de uso (I, II, III y IV)**, de acuerdo a la clasificación según su importancia, uso y riesgo de fallo (véanse tablas 1-1 y 11.5-1), determinando el valor del coeficiente de importancia I.
- ##### 12.12.3.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales
- **Tipo de perfil de suelo (A, B, C, D o E)**, basándose en las características de los estratos que forman los 30 m superiores del terreno, obtenida según la tabla 20.3-1.
- Basándose en los parámetros  $S_S$  y  $S_1$ , y el tipo de perfil de suelo se obtienen, según las tablas 11.4-1 y 11.4-2, los coeficientes  $F_a$  y  $F_v$ , necesarios para la definición del espectro.
- Las características del Sistema estructural que deben indicarse son:
- **Coficiente de modificación de respuesta (R)** en las dos direcciones principales en planta, según el sistema y el material estructural (véase tabla 12.2-1)
  - **Factor amplificador de la deformación ( $C_d$ )** en las dos direcciones principales en planta, según el sistema y el material estructural (véase tabla 12.2-1)
  - **Factor de sobre-resistencia ( $\Omega_0$ )**, según el sistema y el material estructural (véase tabla 12.2-1)
- El espectro elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la gravedad, se define por:

$$0 \leq T < T_0 \quad S_a = S_{DS} \cdot \left( 0.4 + 0.6 \cdot \frac{T}{T_0} \right)$$

$$T_0 \leq T \leq T_S \quad S_a = S_{DS}$$

$$T_S < T \leq T_L \quad S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$T_L < T \quad S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2}$$

$$T_0 = 0.2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} ; \quad T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} ;$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} = \frac{2}{3} \cdot F_a \cdot S_S ;$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} = \frac{2}{3} \cdot F_v \cdot S_1$$

El espectro de diseño sísmico en cada dirección se obtiene reduciendo el espectro elástico mediante la división por el coeficiente **(R / I)** (véase 12.9-2).

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.
- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).
- Factor de amplificación del espectro, factor por el que se modifican las ordenadas del espectro definido por la norma según los parámetros considerados. Actúa multiplicando las ordenadas, por lo que las amplifica si se introduce un valor superior a 1 y las reduce si es menor.

Basándose en los parámetros calculados **S<sub>DS</sub>** y **S<sub>D1</sub>**, y a la categoría de uso definida, el usuario debe considerar una categoría de diseño sísmico (véase apartado 11.6) para la posterior elección de los criterios de armado por ductilidad.

### 12.12.3.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, se aplica como procedimiento de cálculo dinámico el Análisis Modal Espectral, descrito en la memoria, como modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado **13. Diafragma rígido**.

En cuanto a las **combinaciones de carga**, se utilizan las definidas para la norma ASCE (véase apartado 2.3) con la consideración definida en 12.4.3, que incluye la influencia del factor de sobre-resistencia de la estructura al combinar la acción sísmica.

Para estructuras con categoría de diseño sísmico D, E o F se considera un factor de reducción de resistencia para cortante (**Φ**) de 0.60 (véase apartado 9.3.4 de la norma ACI 318-08).

Los efectos ortogonales se tienen en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular (véase 12.5.3), independientemente de la categoría de diseño sísmico definida.

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al 5% (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio.

El cálculo de los desplazamientos se realiza a partir del espectro de diseño, es decir, desplazamientos obtenidos con el espectro reducido, multiplicándolos por la cantidad (**C<sub>d</sub> / I**) (véase 12.9-2). El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pi-

lares, que deben ser chequeados por el usuario para cumplir las prescripciones del reglamento recogidas en la tabla 12.12-1.

No se realiza la corrección por cortante basal según apartado 12.9-4: 85% del cortante estático. Se dispone de la información obtenida en el listado SUMATORIO DE ESFUERZOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS POR HIPÓTESIS Y PLANTA en el que se ofrecen los esfuerzos en cada planta y acumulados para cada hipótesis y cada modo, para poder realizar dicha comprobación de forma manual. Dado que existe un factor de amplificación del espectro considerado, se puede modificar y calcular con dicha corrección.

#### 12.12.3.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas

Se han incluido los **requisitos de diseño sísmico** del Capítulo 21 de la norma ACI 318 - 08, según se considere una determinada categoría de diseño sísmico. (A, B, C, D, E o F).

Si se activan estos criterios, se aplicará una serie de requisitos en el armado los cuales se especifican en la Ayuda implementada para la opción **Criterios de armado por ductilidad** del diálogo **Datos generales**.

#### 12.12.4. Diseño sísmico de edificios (Italia)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar la Norme Tecnica per le Costruzioni (14 gennaio 2008).

##### 12.12.4.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para la Caracterización del emplazamiento se debe indicar los siguientes datos:

- **Aceleración horizontal máxima ( $a_g$ ), valor máximo del factor de amplificación ( $F_o$ ) y periodo de inicio del tramo de velocidad constante del espectro ( $T_c^*$ )**, para el estado límite a comprobar (véase apartado 3.2.1). En el anexo B de la norma se pueden consultar dichos valores para diferentes ubicaciones y diferentes periodos de retorno.

##### 12.12.4.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales

- **Categoría de terreno (A, B, C, D o E) y Categoría topográfica (T1, T2, T3, T4)**, en base a las propiedades de los estratos que forman los 30 m superiores del terreno y las características de la superficie topográfica, según el apartado 3.2.2.

Según la categoría del terreno se obtiene el coeficiente de amplificación estratigráfica ( $S_S$ ) y el coeficiente  $C_C$  (véase tabla 3.2.V). La categoría topográfica define el coeficiente de amplificación topográfica ( $S_T$ ) (véase tabla 3.2.VI).

Las características del Sistema estructural que deben indicarse son:

- **Factor de estructura básico ( $q_0$ )** en las dos direcciones principales en planta, según el sistema y el mate-

rial estructural (véase apartado 7.4.3.2 para estructuras de hormigón armado, y apartado 7.5.2.2 para estructuras de acero)

- **Geometría en altura:** al seleccionar una geometría irregular, el factor de estructura básico  $q_0$  queda reducido por un coeficiente  $K_R$  igual a 0.8.

La definición de dichos parámetros permite el cálculo de un Factor de estructura ( $q$ ) para cada dirección en planta, aplicándose la siguiente fórmula:

$$q = K_R \cdot q_0 \geq 1$$

El espectro elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la gravedad, se define por:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Donde

$$S = S_S \cdot S_T$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_D = 4.0 \cdot (a_g / g) + 1.6$$

Se considera un factor de amortiguamiento  $\xi = 5$ , con lo que  $\eta = 1$ , según expresión 3.2.6 de la norma.

El espectro de diseño sísmico en cada dirección se obtiene al reducir el espectro elástico, sustituyendo el parámetro  $\eta$  por  $1/q$ , donde  $q$  es el factor de estructura en la dirección correspondiente.

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.
- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).

### 12.12.4.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, es posible aplicar como procedimiento de cálculo:

- Análisis Dinámico Modal Espectral (véase apartado 7.3.3.1), sobre un modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado **13. Diafragma rígido**.
- Análisis Estático de la Fuerza Lateral Equivalente (véase apartado 7.3.3.2)

La norma de hormigón considerada, por el programa, compatible con el sismo de Italia es el eurocódigo 2 (UE-Internacional).

En cuanto a las **combinaciones de carga**, compatible se pueden utilizar las definidas para el Eurocódigo, y que como se ha dicho en el manual son modificables por el usuario, para adaptarla a la norma en caso de que lo considere necesario (véase combinaciones de la NTC en el apartado 2.5.3).

Los efectos ortogonales se tienen en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular (véase apartado 7.3.5 de la norma).

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al 5% (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio.

El cálculo de los desplazamientos se realiza, a partir del espectro elástico, sin la aplicación de ningún coeficiente reductor del mismo. El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pilares, que deben ser chequeados por el usuario consultando el listado de distorsiones de columnas para las situaciones sísmicas y cumplir las prescripciones de la norma recogidas en el apartado 7.3.7.2.

El coeficiente de sobre-resistencia ( $V_{Rd}$ ) se considera como 1, como valor por defecto. Se recomienda este valor dado que se consideran los diafragmas rígidos y no se tiene en cuenta que puedan ser frágiles.

En caso de que se requiera el cálculo del cortante basal, se dispone de la información obtenida en el listado SUMATORIO DE ESFUERZOS DE PILARES, PANTALLAS Y MURROS POR HIPÓTESIS Y PLANTA en el que se ofrecen los esfuerzos en cada planta y acumulados para cada hipótesis y cada modo, para poder realizar dicho cálculo de forma manual.

#### 12.12.4.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas

Se han incluido requisitos de diseño sísmico del apartado 7.4.6 de la norma NTC - 08, según se considere una capacidad de disipación o clase de ductilidad alta, baja o ninguna.

Si se activan estos criterios en la opción **Criterios de armado por ductilidad** del diálogo **Datos generales**, se aplicarán una serie de requisitos en el armado, los cuales se especifican en la Ayuda implementada para dicha opción.

### 12.12.5. Diseño sísmico de edificios (India)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar la norma IS 1893 : 2002 Critería for earthquake resistant design of structures. Part 1: General Provisions and Buildings.

#### 12.12.5.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para la Caracterización del emplazamiento se debe indicar los siguientes datos:

- **Zona sísmica (II, III, IV o V)**, de acuerdo con las regiones sísmicas definidas en la figura 1 de la norma. Cada zona se corresponde con una determinada intensidad sísmica y está caracterizada por un factor de zona (**Z**). La selección de la ubicación en el Listado de principales ciudades proporciona directamente la zona y el valor de dicho parámetro.

Para la consideración del Tipo de edificación se debe indicar:

- **Coficiente de Importancia (I)**, que depende del uso de la estructura y el riesgo de fallo de la misma. La tabla 6 proporciona posibles valores para dicho coeficiente.

#### 12.12.5.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales

- **Tipo de suelo (I, II, o III)**, basándose en determinadas características del mismo, según la clasificación presentada en la tabla 1. El tipo de terreno seleccionado define el espectro de aceleraciones (**S<sub>a</sub>**), de acuerdo con la figura 2 y con la sección 6.4.2.

Los parámetros referentes al Sistema estructural que deben indicarse son:

- **Factor de Reducción (R)**, que depende del comportamiento frente a sismo requerido para la estructura. La Tabla 7 presenta diferentes valores para este factor, en función del material y del sistema estructural resistente.
- Porcentaje de amortiguamiento ( $\xi\%$ ), al que le corresponde un factor multiplicador ( $\alpha$ ) de las ordenadas del espectro, para obtener valores espectrales considerando amortiguamientos distintos al 5% (véase Tabla 3)

Basándose en todos los parámetros definidos, el **espectro de diseño sísmico**, expresado como fracción de la gravedad, se define por:

$$A_h = \frac{Z \cdot I}{2 \cdot R} \cdot S_a \cdot \alpha \quad (\text{véase Sección 6.4.2})$$

donde

$$S_a = 1 + 15 \cdot T \quad 0.00 \leq T \leq 0.10$$

$$S_a = 2.5 \quad 0.10 \leq T \leq T_i$$

$$S_a = a/T \quad 0.10 \leq T \leq T_i$$

Los parámetros  $T_i$  y  $a$  dependen del tipo de terreno considerado (véase Figura 2)

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente. (véase Tabla 8)
- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).

### 12.12.5.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, es posible aplicar como procedimiento de cálculo:

- Análisis Dinámico Modal Espectral (véase Sección 7.8), sobre un modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado **13.Diafragma rígido**.
- Análisis Estático de la Fuerza Lateral Equivalente (véase Secciones 7.5, 7.6 y 7.7)

En cuanto a las **combinaciones de carga**, se pueden utilizar las definidas para la norma ACI 318 - 08, y que como se ha dicho en el manual son modificables por el usuario, para adaptarlas a la norma sísmica en caso de que se considere necesario (véase combinaciones de la norma IS 1893 : 2002 en la sección 6.3.1.2).

Los **efectos ortogonales** se tienen en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular (véase 6.3.2.2).

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al 5% (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio.

El cálculo de los **desplazamientos** se realiza a partir del espectro elástico de desplazamientos, es decir, los desplazamientos obtenidos con el espectro de diseño son multiplicados por el factor de reducción (R). El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pilares, que deben ser chequeados por el usuario consultando el listado de distorsiones de columnas para las situaciones sísmicas y cumplir las prescripciones de la norma recogidas en la sección 7.11.

Cuando se aplica el análisis dinámico (modal espectral), se realiza la **corrección por cortante basal** según lo indicado en la sección 7.8.2. En el caso de que sea necesario el ajuste de resultados, éste incluye los desplazamientos, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.

#### 12.12.5.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas

Se han incluido **requisitos de diseño sísmico** recogidos en los capítulos 6, 7 y 9 de la norma **IS 13920: 1993** Ductile detailing of reinforced concrete structures subjected to seismic forces.

Si se activan estos criterios en la opción **Criterios de armado por ductilidad** del diálogo **Datos generales**, se aplicarán una serie de requisitos en el armado, los cuales se especifican en la Ayuda implementada para dicha opción.

Los requisitos referentes al **cortante sísmico de diseño** especificados en las secciones 6.3.3 y 7.3.4 de la norma IS 13920, para vigas y pilares, respectivamente, se tienen en cuenta mediante la consideración de dos factores: el primero amplifica la envolvente sísmica de cortantes para vigas y el segundo, amplifica el cortante solicitante sísmico calculado para cada pilar.

### 12.12.6. Diseño sísmico de edificios (Perú)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente.

#### 12.12.6.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para la Caracterización del emplazamiento se debe indicar los siguientes datos:

- **Zona Sísmica**, de acuerdo con la zonificación sísmica especificada en la Figura 1 del Artículo 5. La selección de la ubicación en el Listado de Departamentos y Provincias proporciona directamente dicho parámetro. A cada zona se le asigna un factor de zona Z según se indica en la Tabla N° 1 del Artículo 5.

Para la consideración del Tipo de edificación se debe indicar:

- **Categoría del edificio (A, B, C)**, de acuerdo a la clasificación según su importancia, uso y riesgo de fallo (véase Artículo 10), determinando el coeficiente de uso e importancia U.

#### 12.12.6.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales

- **Tipo de perfil de suelo (S1, S2, S2 o S4)**, según el Artículo 6.2 de la norma. El tipo de perfil de suelo define los parámetros del suelo  $T_P$  y S (véase Tabla n° 2 del Artículo 6).

La característica del Sistema estructural que debe indicarse es:

- **Coefficiente de reducción (R)** en las dos direcciones principales en planta, según el sistema y el material estructural (véase Tabla n° 6 del Artículo 12)

El espectro elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la gravedad, se define por:

$$S_a = 2.5 \cdot Z \cdot U \cdot S \quad T < T_P$$

$$S_a = 2.5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot \frac{T_P}{T} \quad T \geq T_P$$

El espectro de diseño sísmico en cada dirección se obtiene reduciendo el espectro elástico. Dicho espectro se divide por el correspondiente Coeficiente de Reducción (R).

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.
- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).
- Factor de amplificación del espectro, factor por el que se modifican las ordenadas del espectro definido por la norma basándose en los parámetros considerados. Actúa multiplicando las ordenadas, por lo que las amplifica si se introduce un valor superior a 1 y las reduce si es menor.

### 12.12.6.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, es posible aplicar como procedimiento de cálculo:

- Análisis Dinámico Modal Espectral (véase artículo 18.2), sobre un modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado **13.Diafragma rígido**.
- Análisis Estático de la Fuerza Lateral Equivalente (véase artículo 17)

Para la superposición modal mediante la que se obtiene los valores máximos de un esfuerzo, desplazamiento, etc., en una hipótesis dinámica dada, el programa usa el método CQC, alternativamente a la forma de combinación indicada en el Artículo 18.2.c.

En cuanto a las **combinaciones de carga**, se pueden utilizar las definidas en el Artículo 10.2 de la norma NT E.060, o las definidas para la norma ACI 318 - 99. Ambas son modificables por el usuario, para adaptarla a la norma en caso de que lo considere necesario.

Los efectos de segundo orden deberán ser considerados según lo especificado en el Artículo 16.5, activando dicha consideración de forma potestativa por el usuario, ya que el programa no lo hace de forma automática.

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al 5% (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio.

El cálculo de los desplazamientos se realiza multiplicando por  $(0.75 \cdot R)$  los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pilares, que deben ser chequeados por el usuario consultando el listado de distorsiones de columnas para las situaciones sísmicas y cumplir las prescripciones de la norma recogidas en el Artículo 15 'Desplazamientos Laterales'.

Cuando se aplica el análisis dinámico (modal espectral), se realiza la corrección por cortante basal según lo indicado en el artículo 18.2.d). En el caso de que sea necesario el ajuste de resultados, éste incluye los desplazamientos, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.

### 12.12.6.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas

Se han incluido requisitos de diseño sísmico considerados en diferentes capítulos de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado referentes a disposiciones especiales para elementos resistentes a fuerzas de sismo. Algunos de dichos requisitos se presentan a continuación.

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 50% de la cara opuesta.

Armado inferior  $\geq 0.33$  Armado superior  
 Armado superior  $\geq 0.33$  Armado inferior (en extremos)

- La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un cuarto (1/4) de la máxima en su cara.  
 Armado mínimo inferior  $\geq 1/4$  Armado máximo inferior  
 Armado mínimo superior  $\geq 1/4$  Armado máximo superior
- En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocará estribos a la menor de las siguientes separaciones:  
 un cuarto del canto útil (1/4 d)  
 $8 \cdot$  diámetro barra menor comprimida  
 30 cm

En el resto de la viga, la separación entre estribos será menor o igual que la mitad del canto útil.

- En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:  
 10 cm  
 dimensión menor del pilar / 2
- Los estribos del apartado anterior se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:  
 la dimensión mayor del pilar  
 altura del pilar / 6  
 45 cm

En el resto de la altura se colocan estribos a una separación menor que:

30 cm  
 $16 \cdot$  diámetro barra longitudinal menor  
 dimensión menor del pilar

- La cuantía geométrica de armadura vertical será mayor que 0.01 respecto a la sección transversal del pilar.

## 12.12.7. Diseño sísmico de edificios (Chile)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar la **Norma Chilena Oficial para el Diseño sísmico de edificios NCh433.Of1996 Modificada en 2009, que incluye las modificaciones de urgencia del Decreto N°117 (V. y U.), de 14 de febrero de 2011.**

### 12.12.7.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para la Caracterización del emplazamiento se debe indicar:

- **Zona sísmica (1, 2 y 3)**, de acuerdo con las regiones sísmicas definidas en las Figuras 4.1.a), b) y c) y en la Tabla 4.2. La selección de la ubicación en el Listado de Regiones y Comunas proporciona directamente dicho dato. Cada zona tiene asociado un valor de aceleración efectiva máxima del suelo ( $A_0$ ), así como un factor de zonificación sísmica ( $Z$ ), según Tabla 6.2.

Para la consideración del Tipo de edificación se debe indicar:

- **Categoría de uso (I, II, III y IV)**, de acuerdo a la clasificación según su importancia, uso y riesgo de fallo (véase Tabla 4.1), determinando el valor del coeficiente de importancia ( $I$ ), según la Tabla 6.1.

### 12.12.7.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales

- **Tipo de suelo (I, II o III)**, según los diferentes criterios de clasificación definidos en el Artículo 7 del decreto N°117 de febrero de 2011.

Basándose en el tipo de perfil de suelo se obtienen, según Tablas del Artículo 14 del decreto N°117 de febrero de 2011, los periodos ( $T_a$ ,  $T_b$ ,  $T_c$  y  $T_d$ ) y parámetros ( $\alpha_{AA}$ ,  $\alpha_V$ ,  $\alpha_D$ ,  $T_0$  y  $p$ ) necesarios para la definición del espectro.

Las características del Sistema estructural que deben indicarse son:

- Factor de modificación de la respuesta ( $R_0$ ) en las dos direcciones principales en planta, según el sistema y el material estructural (véase Tabla 5.1)

El espectro de pseudo-aceleración elástico  $S_{ae}$  se debe construir de acuerdo a la definición presentada en el Artículo 13 del decreto N°117 de febrero de 2011:

$$S_{ae} = A_0 + (\alpha_{AA} - A_0) \cdot \frac{T}{T_b} \quad T_a \leq T \leq T_b$$

$$S_{ae} = \alpha_{AA} \quad T_b \leq T \leq T_c$$

$$S_{ae} = \frac{2\pi}{T_p} \cdot \alpha_V \quad T_c \leq T \leq T_d$$

$$S_{ae} = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot \alpha_D \quad T_d \leq T$$

El **espectro de diseño de aceleraciones  $S_a$** , expresado como fracción de la gravedad, se define por (Artículo 12 del decreto N°117 de febrero de 2011):

$$S_a = \frac{S_{ae}}{(R^*/1)}$$

El factor de reducción  $R^*$  se determina de la forma:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 \cdot T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

donde  $T^*$  es el periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga y de nieve a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.
- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).
- Factor de amplificación del espectro, factor por el que se modifican las ordenadas del espectro definido por la norma en base a los parámetros considerados. Actúa multiplicando las ordenadas, por lo que las amplifica si se introduce un valor superior a 1 y las reduce si es menor.

### 12.12.7.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, se aplica como procedimiento de cálculo dinámico el Análisis Modal Espectral, descrito en la memoria, como modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado **13. Diafragma rígido**.

En cuanto a las **combinaciones de carga**, se pueden utilizar las definidas en la norma chilena de hormigón ACI 318-99 (Chile), o bien generar las consideradas en la norma NCh430.Of2008 – 9.1.4, a partir de las combinaciones definidas para la ACI 318-08, que, como se ha dicho en el manual, son modificables por el usuario en caso de que lo estime necesario (véase también Anexo B, apartado B.2.1 de la norma NCh433.Of1996 Modificada 2009).

Se considera un factor de reducción de resistencia para cortante ( $\Phi$ ) de 0.60.

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al 5% (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso medi-

da en la dirección perpendicular a la dirección de estudio (6.3.4 a)).

El cálculo de los desplazamientos se realiza a partir del espectro elástico de aceleraciones,  $S_{ae}$ . El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pilares, que deben ser chequeados por el usuario consultando el listado de distorsiones de columnas para las situaciones sísmicas y cumplir las prescripciones del reglamento recogidas en el apartado "5.9 Deformaciones sísmicas".

No se realiza la corrección por cortante basal según apartado 6.3.7. Se dispone de la información obtenida en el listado SUMATORIO DE ESFUERZOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS POR HIPÓTESIS Y PLANTA en el que se ofrece los esfuerzos en cada planta y acumulados para cada hipótesis y cada modo, para poder realizar dicha comprobación de forma manual. Dado que existe un factor de amplificación del espectro considerado, se puede modificar y calcular con dicha corrección.

#### 12.12.7.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas

Se han incluido los **requisitos de diseño sísmico** del capítulo 21 de la norma NCh430.Of2008, considerándose todas las regiones del territorio nacional como de riesgo sísmico elevado (NCh430.Of2008 – 21.2.1.2). Es decir, la normativa sísmica **NCh433.Of1996 Modificada en 2009** lleva asociado un criterio de armado por ductilidad único.

#### 12.12.8. Diseño sísmico de edificios (Cuba)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar la norma NC 46:1999 Construcciones sismo resistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción.

#### 12.12.8.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para la Caracterización del emplazamiento se debe indicar los siguientes datos:

- **Zona Sísmica (1A, 1B, 2A, 2B, 3)**, de acuerdo con las regiones sísmicas definidas en las Figuras 4.1 y 4.2. La selección de la ubicación en el Listado de principales localidades proporciona directamente la correspondiente zona sísmica. Cada una de las zonas está caracterizada por una aceleración horizontal máxima del terreno (A).

Para la consideración del Tipo de edificación se debe indicar:

- **Coefficiente de Importancia**, de acuerdo a la clasificación según su importancia, uso y riesgo de fallo (véase Tabla 6.4).

#### 12.12.8.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales

- **Tipo de suelo (S1, S2, S3, S4)**, atendiendo a determinadas características del mismo, de acuerdo con los perfiles de suelo definidos en la Tabla 6.6.

Basándose en el tipo de suelo seleccionado, quedan fijados los parámetros necesarios para la definición del coeficiente sísmico espectral (C), según la tabla 6.2 ( $F_a$ ,  $T_1$ ,  $T_2$ , p).

Las características del Sistema estructural que deben indicarse son:

- **Coefficiente de reducción por ductilidad ( $R_d$ )**, según el sistema y el material estructural definido (véase tabla 6.5). La selección de un determinado valor depende del nivel de ductilidad requerido (véase tabla 6.1).

El espectro de cálculo de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la gravedad, se define por:

$$S_a = \frac{A \cdot I}{R_d} \cdot \left[ 1 + (F_a - 1) \cdot \frac{T}{T_1} \right] \quad 0 \leq T \leq T_1$$

$$S_a = \frac{A \cdot I}{R_d} \cdot F_a \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$S_a = \frac{A \cdot I}{R_d} \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^2 \quad T \geq T_2$$

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.
- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).

### 12.12.8.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, se aplica como procedimiento de cálculo dinámico el Análisis Modal Espectral, descrito en la memoria, como modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado

#### 13. Diafragma rígido.

En cuanto a las **combinaciones de carga**, se pueden utilizar las definidas para la norma ACI y que, como se ha dicho en el manual, son modificables por el usuario para adaptarlas a la norma en caso de que lo considere necesario.

Para estructuras con categoría de diseño sísmico D, E o F se considera un factor de reducción de resistencia para

cortante ( $\Phi$ ) de 0.60 (véase apartado 9.3.4 de la norma ACI 318M-08).

Los efectos ortogonales se tienen en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular (véase apartado 6.3.2.1).

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al 5% (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio.

El cálculo de los desplazamientos se realiza a partir del espectro de diseño, es decir, desplazamientos obtenidos con el espectro reducido, multiplicándolos por el coeficiente de reducción por ductilidad ( $R_d$ ) (véase apartado 7.3). El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pilares, que deben ser chequeados por el usuario para cumplir las prescripciones del reglamento recogidas en el apartado 7.4.

Los efectos de segundo orden deberán ser considerados en base a lo especificado en el apartado 7.5, activando dicha consideración de forma potestativa por el usuario, ya que el programa no lo hace de forma automática.

No se realiza la corrección por cortante basal según apartado 6.5.6 (100% del cortante estático). Se dispone de la información obtenida en el listado SUMATORIO DE ESFUERZOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS POR HIPÓTESIS Y PLANTA en el que se ofrece los esfuerzos en cada planta y acumulados para cada hipótesis y cada modo, para poder realizar dicha comprobación de forma manual. Dado que existe un factor de amplificación del espectro considerado, se puede modificar y calcular con dicha corrección.

#### 12.12.8.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas

Se han incluido los **requisitos de diseño sísmico** del Capítulo 21 de la norma **ACI 318M-08**, según se considere una determinada categoría de diseño sísmico. (A, B, C, D, E o F).

Si se activan estos criterios en la opción **Criterios de armado por ductilidad** del diálogo **Datos generales**, se aplicarán una serie de requisitos en el armado, los cuales se especifican en la Ayuda implementada para dicha opción.

#### 12.12.9. Diseño sísmico de edificios (Panamá)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá (REP-04).

##### 12.12.9.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para la Caracterización del emplazamiento se debe indicar los siguientes datos:

- **Aceleración pico efectiva ( $A_a$ ) y Aceleración pico efectiva relativa a la velocidad ( $A_v$ )**, de acuerdo con el Listado de Coeficientes de Aceleración de la tabla 4.1.4.1. La selección de la ciudad en el Listado proporciona directamente el valor de dichos parámetros.

Para la consideración del Tipo de edificación se debe indicar:

- Categoría del edificio (I, II, III y IV), de acuerdo a la clasificación según su importancia, uso y riesgo de fallo (véase Tabla 1-1).

Basándose en el valor de  $A_v$  y a la Categoría del edificio considerada, se obtiene la Categoría de Desempeño en función de la Tabla 4.1.4.

##### 12.12.9.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales

- Tipo de perfil de suelo (A, B, C, D, E o F), en función de determinadas características del mismo, de acuerdo con lo definido en la Tabla 4.1.4.2 del reglamento.

Basándose en los parámetros  $A_a$  y  $A_v$ , y el **tipo de perfil de suelo** se obtienen, según las Tablas 4.1.4.2.4A y 4.1.4.2.4B, los coeficientes sísmicos  $C_a$  y  $C_v$ , necesarios para la definición del espectro.

Las características del Sistema estructural que deben indicarse son:

- Factor de modificación de respuesta (R) en las dos direcciones principales en planta, según el sistema y el material estructural (véase Tabla 4.2.2.2)
- Factor de desplazamiento ( $C_d$ ) en las dos direcciones principales en planta, según el sistema y el material estructural (véase Tabla 4.2.2.2)

El espectro de diseño de aceleraciones, expresado como fracción de la gravedad, se define por:

- 1) Todos los casos excepto (2)                      2) Categoría de desempeño D o E + terreno E o F

$$T \leq 4s \quad C_s = \frac{1.2 \cdot C_v}{R \cdot T^{2/3}} \leq \frac{2.5 \cdot C_a}{R} \quad C_s = \frac{1.2 \cdot C_v}{R \cdot T^{2/3}} \leq \frac{1.522 \cdot C_v}{R}$$

$$T > 4s \quad C_s = \frac{3 \cdot C_v}{R \cdot T^{4/3}} \quad C_s = \frac{3 \cdot C_v}{R \cdot T^{4/3}}$$

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniante.
- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).
- Factor de amplificación del espectro, factor por el que se modifican las ordenadas del espectro definido por la norma en base a los parámetros considerados. Actúa multiplicando las ordenadas, por lo que las amplifica si se introduce un valor superior a 1 y las reduce si es menor.

### 12.12.9.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, se aplica como procedimiento de cálculo dinámico el Análisis Modal Espectral, descrito en la memoria, como modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado **13. Diafragma rígido**.

En cuanto a las **combinaciones de carga**, se pueden utilizar las definidas para la norma ACI y que, como se ha di-

cho en el manual, son modificables por el usuario para adaptarlas a la norma en caso de que lo considere necesario.

Para estructuras clasificadas como 'Marcos Especiales' se considera un factor de reducción de resistencia para cortante ( $\Phi$ ) de 0.60 (véase apartado 9.3.4 de la norma ACI 318M-08).

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al 5% (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio.

Los efectos de segundo orden deberán ser considerados en base a lo especificado en el apartado 4.2.3.7.2, activando dicha consideración de forma potestativa por el usuario, ya que el programa no lo hace de forma automática.

El cálculo de los desplazamientos se realiza a partir de los desplazamientos obtenidos con el espectro de diseño, es decir, reducido por el factor de modificación de respuesta (**R**), multiplicándolos por el factor de desplazamientos (**C<sub>d</sub>**). El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pilares, que deben ser chequeados por el usuario para cumplir las prescripciones del reglamento recogidas en el apartado 4.2.2.7 del reglamento.

No se realiza la corrección por cortante basal según apartado 4.2.4.8. Se dispone de la información obtenida en el listado SUMATORIO DE ESFUERZOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS POR HIPÓTESIS Y PLANTA en el que se ofrece los esfuerzos en cada planta y acumulados para cada hipótesis y cada modo, para poder realizar dicha comprobación de forma manual. Dado que existe un factor de amplificación del espectro considerado, se puede modificar y calcular con dicha corrección.

#### 12.12.9.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas

Se han incluido los **requisitos de diseño sísmico** del Capítulo 21 de la norma ACI 318M-08, según se considere una determinada clasificación de la estructura en base a la ductilidad de la misma. (A.4.6.3 del REP-04).

Si se activan estos criterios en la opción **Criterios de armado por ductilidad** del diálogo **Datos generales**, se aplicarán una serie de requisitos en el armado, los cuales se especifican en la Ayuda implementada para dicha opción.

#### 12.12.10. Diseño sísmico de edificios (Argelia)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar el código Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / VERSION 2003.

##### 12.12.10.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para la Caracterización del emplazamiento se debe indicar los siguientes datos:

- **Zona sísmica (I, IIa, IIb, III)**, de acuerdo con las regiones definidas en la figura 3.1 y la Clasificación sísmica de Wilayas y Comunas del Anexo 1 de la norma. Cada zona está asociada a un determinado grado de sismicidad (reducida, media, elevada).

Para la consideración del Tipo de edificación se debe indicar:

- **Importancia de la obra (Grupo 1A, 1B, 2 y 3)**, de acuerdo a la clasificación según su importancia, uso y riesgo de fallo (véase apartado 3.2).

La zona sísmica y el grupo de importancia de la obra proporcionan el **coeficiente de aceleración de zona (A)** según la tabla 4.1.

##### 12.12.10.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales

- **Tipo de suelo (S1, S2, S3, S4)**, en base determinadas características del mismo, según el apartado 3.3.1 y la tabla 3.2.

El tipo de suelo proporciona los **periodos característicos asociados al sitio (T<sub>1</sub> y T<sub>2</sub>)** para la definición de los diferentes tramos del espectro (véase tabla 4.7).

Las características del Sistema estructural que deben indicarse son:

- **Porcentaje de amortiguamiento (ξ)**, según el sistema y el material estructural, según tabla 4.2. Con el porcentaje de amortiguamiento definido se calcula el **factor de corrección de amortiguamiento**:

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

- **Coefficiente de comportamiento global de la estructura (R)**, que depende del sistema y del material estructural, y puede tomar valores según la tabla 4.3.
- **Factor de calidad (Q)**: es función de la geometría y del control de calidad de la construcción. Los valores que puede tomar se determinan según la expresión (4-4)

Determinados todos los parámetros necesarios, se define el espectro de cálculo de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la gravedad:

$$1.25 \cdot A \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 2.5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \quad 0 \leq T \leq T_1$$

$$2.5 \cdot \eta \cdot (1.25 \cdot A) \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$2.5 \cdot \eta \cdot (1.25 \cdot A) \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$2.5 \cdot \eta \cdot (1.25 \cdot A) \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \quad T \geq 3.0s$$

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.
- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).

### 12.12.10.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, es posible aplicar como procedimiento de cálculo:

- Análisis Dinámico Modal Espectral (véase Sección 4.3), sobre un modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado **13.Diafragma rígido**.
- Análisis Estático de la Fuerza Lateral Equivalente (véase Sección 4.2)

En cuanto a las **combinaciones de carga**, se pueden utilizar las definidas en el Artículo 5.2 de la norma RPA-99, o las definidas para la norma BAEL-91. Ambas son modifica-

bles por el usuario, para adaptarlas a la norma en caso de que lo considere necesario.

Los efectos de segundo orden deberán ser considerados en base a lo especificado en el Artículo 5.9, activando dicha consideración de forma potestativa por el usuario, ya que el programa no lo hace de forma automática.

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al 5% (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio.

El cálculo de los desplazamientos se realiza a partir de los desplazamientos obtenidos con el espectro de cálculo, multiplicándolos por el coeficiente de comportamiento (R) (véase apartado 4.4.3). El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pilares, que deben ser chequeados por el usuario para cumplir las prescripciones del reglamento recogidas en el apartado '5.10 Justification vis à vis des déformations'.

Cuando se aplica el análisis dinámico (modal espectral), se realiza la corrección por cortante basal según lo indicado en la sección 4.3.6. En el caso de que sea necesario el ajuste de resultados, éste incluye los desplazamientos, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.

### 12.12.10.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas

Se han incluido requisitos de diseño sísmico del capítulo 7: STRUCTURES EN BETON ARME de la norma RPA-99. Algunos de dichos requisitos referentes a la disposición de armadura en vigas y pilares se presentan a continuación:

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 50% de la cara opuesta.

Armado inferior  $\geq 0.50$  Armado superior

Armado superior  $\geq 0.50$  Armado inferior (en extremos)

- La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un cuarto (1/4) de la máxima en su cara.

Armado mínimo inferior  $\geq 1/4$  Armado máximo inferior

Armado mínimo superior  $\geq 1/4$  Armado máximo superior

- En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocará estribos a la menor de las siguientes separaciones:

un cuarto del canto útil (1/4 d)

12 · diámetro barra menor comprimida

30 cm

En el resto de la viga, la separación entre estribos será menor o igual que la mitad del canto útil.

- En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:

- Para zonas sísmicas I y IIa

15 cm

- Para zonas sísmicas IIb y III

10 cm

10 · diámetro barra menor

- Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:

la dimensión mayor del pilar

altura del pilar / 6

60 cm

En el resto de la altura se colocan estribos a una separación menor que:

- Para zonas sísmicas I y IIa

15 · diámetro barra menor

- Para zonas sísmicas IIb y III

dimensión mínima / 2

10 · diámetro barra menor

- Dimensión mínima de la sección de los pilares según 7.4.1.

- Solicitaciones normales en pilares (según 7.4.3.1): se considera un axil de cálculo máximo para situaciones sísmicas de  $N_d \leq 0.30 \cdot B_c \cdot f_{c28}$

- Cuantías mínimas y máximas de armaduras en vigas (7.5.2.1 y 7.5.2.2):

Cuantías mínima y máxima del total de armaduras longitudinales: 0.5% y 4% de la sección.

Cuantía mínima de armadura transversal:  $0.003 \cdot \text{separación estribos} \cdot \text{ancho viga}$

Algunos de los requisitos referentes a la disposición de armadura en muros son:

- El espesor mínimo del muro será igual al mayor de los siguientes valores:

15 cm

altura de la planta / 20

- La cuantía mínima de armadura, tanto horizontal como vertical, será igual al 0.10%.

- La separación entre barras, tanto horizontal como vertical, será igual a la menor de las siguientes:

1.5 · espesor del muro

30 cm

- El diámetro máximo de las barras, tanto horizontales como verticales, será igual a:  $\text{espesor} / 10$ .

### 12.12.11. Diseño sísmico de edificios (México DF)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se pueden seleccionar las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (**NTC - 2004**).

#### 12.12.11.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para la Caracterización del emplazamiento se debe indicar los siguientes datos:

- **Zona sísmica (I, II, IIIa, IIIb, IIIc, IIId)**, de acuerdo con la zonificación del Distrito Federal que se fija en el artículo 170 del Reglamento y según se indica en la figura 1.1 de las Normas Técnicas para Diseño por Sismo.

En función de la zona sísmica seleccionada se definen los parámetros para calcular el espectro de aceleración de diseño sísmico (tabla 3.1):  $c$ ,  $a_0$ ,  $T_a$ ,  $T_b$  y  $r$ .

Para la consideración del Tipo de edificación se debe indicar:

- **Importancia de la obra (Grupo A o Grupo B)**, de acuerdo a la clasificación según su importancia, uso y riesgo de fallo (véase artículo 139 del Reglamento y apartado 1.5 de las NTC-2004).

#### 12.12.11.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales

- **Tipo de perfil de suelo**, está implícito en la elección de la zona sísmica.

Las características del Sistema estructural que deben indicarse son:

- **Factor de comportamiento sísmico (Q)** en las dos direcciones principales en planta, según el sistema y el material estructural (véase sección 5 de las NTC-2004). Dicho factor da lugar a un factor de reducción de fuerzas sísmicas,  $Q'$  definido según el apartado 4.1 NTC-2004:

$$Q' = Q \quad T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a} \cdot (Q - 1) \quad T < T_a$$

- **Regularidad de la estructura** (véase sección 6 de las NTC-2004): en función de la cual se lleva a cabo una corrección por irregularidad según apartado 6.4 de las NCT-2004, multiplicando el factor de reducción  $Q'$  por un factor corrector.

El espectro elástico de aceleraciones  $a$ , expresado como fracción de la gravedad, se define por:

$$a = a_0 + (c - a_0) \cdot \frac{T}{T_a} \quad T < T_a$$

$$a = c \quad T_a \leq T \leq T_c$$

$$a = c \cdot \left( \frac{T_b}{T} \right)^r \quad T > T_b$$

El espectro de diseño sísmico en cada dirección se obtiene reduciendo el espectro elástico. Dicho espectro se divide por el correspondiente factor de reducción de fuerzas sísmicas ( $Q'$ ) corregido por el factor de irregularidad.

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga de uso y de nieve a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.

- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).
- Factor de amplificación del espectro, factor por el que se modifican las ordenadas del espectro definido por la norma en base a los parámetros considerados. Actúa multiplicando las ordenadas, por lo que las amplifica si se introduce un valor superior a 1 y las reduce si es menor.

### 12.12.11.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, es posible aplicar como procedimiento de cálculo:

- Análisis Dinámico Modal Espectral (véase apartado 9.1), sobre un modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado **13. Diafragma rígido**.
- Análisis Estático de la Fuerza Lateral Equivalente (véase apartado 8.1)

En cuanto a las **combinaciones de carga**, se pueden utilizar las definidas para las NTCRC, y que como se ha dicho en el manual son modificables por el usuario, para adaptarla a la norma sísmica en caso de que lo considere necesario.

Para estructuras con criterio de armado por ductilidad 'Marcos Dúctiles' se consideran factores de reducción de resistencia a cortante y a flexo-compresión ( $F_R$ ) de 0.60 (véase 7.2.4.1 y 7.3.2.2).

Los efectos ortogonales se tienen en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular.

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al

10% (0.10) de la dimensión de la edificación en ese piso medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio.

Los efectos de segundo orden deberán ser considerados en base a lo especificado en el apartado 8.6 de las NTC-2004, activando dicha consideración de forma potestativa por el usuario, ya que el programa no lo hace de forma automática.

El cálculo de los desplazamientos se realiza a partir de los desplazamientos obtenidos con el espectro de diseño, es decir, reducido por factor **Q'**, multiplicándolos por el factor de comportamiento **Q**, (apartado 9.1 NTC-2004). El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pilares, que deben ser chequeados por el usuario para cumplir las prescripciones de las normas recogidas en el apartado '1.8 Revisión de desplazamientos laterales'.

Cuando se aplica el análisis dinámico (modal espectral), se realiza la corrección por cortante basal según lo indicado en el apartado 9.3. En el caso de que sea necesario el ajuste de resultados, éste incluye los desplazamientos, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.

### 12.12.11.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas

Se han incluido **requisitos de diseño sísmico** del capítulo '7. Marcos Dúctiles' de la norma NTCRC, cuando se considere el criterio de armado por ductilidad 'MARCOS DÚCTILES'.

Si se activan estos criterios en la opción **Criterios de armado por ductilidad** del diálogo **Datos generales**, se aplicarán una serie de requisitos en el armado, los cuales se especifican en la Ayuda implementada para dicha opción.

## 12.12.12. Diseño sísmico de edificios (México)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar el Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo. Comisión Federal de Electricidad (**CFE 2008**).

### 12.12.12.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para determinar los factores dependientes del sitio se debe indicar los siguientes datos:

- **Aceleración máxima del terreno rocoso ( $a_0^r$ )**, de acuerdo con los valores definidos en la figura 1.2. A partir de dicha aceleración se obtiene el factor distancia  $F_d$  mediante la expresión:

$$F_d = \frac{a_0^r}{a_{ref}} = \frac{a_0^r}{400\text{cm/s}^2} \leq 1$$

Para la consideración del Tipo de edificación se debe indicar:

- **Importancia de la obra (Grupo A, Grupo B)**, de acuerdo a la clasificación según su importancia, uso y riesgo de fallo (véase apartado 3.2.2), determinando un valor del coeficiente de importancia  $I$  (1,5 ó 1,0).

### 12.12.12.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales

- **Perfil estratigráfico**, caracterizado en base a la velocidad media de la onda de cortante ( $v_s$ ) y al periodo dominante ( $T_s$ ) de los estratos que forman los 30m superiores del terreno, calculados con las técnicas especificadas en la sección 3.1.4.3.

En base a los parámetros de suelo  $v_s$  y  $T_s$ , y al factor distancia  $F_d$  se obtienen, según las tablas 1.2 y 1.3, los factores de sitio  $F_s$  y de respuesta  $F_r$ . Y a partir de estos últimos, según el apartado 3.1.5.3, se obtienen los factores de no linealidad  $F_{nl}$  y de velocidad  $F_v$ .

Las características del Sistema estructural que deben indicarse son:

- **Amortiguamiento ( $\xi$ )** considerado para la estructura, a partir del cual es calculado el factor de amortiguamiento ( $\beta$ ) según el apartado 3.1.6.5.
- **Factor de comportamiento sísmico ( $Q$ )** en las dos direcciones principales en planta, según el sistema y el material estructural (véase apartado 3.3.1.1). A partir del mismo es calculado el factor reductor por ductilidad ( $Q'$ ) según el apartado 3.2.5.
- **Sobrerresistencia índice ( $R_0$ )**, para el cálculo del factor de reducción por sobrerresistencia ( $R$ ), según apartado 3.3.1.3.
- **Factor de redundancia ( $\rho$ )**: factor que considera la ausencia o presencia de redundancia en las dos direcciones principales en planta, según apartado 3.3.1.4.
- **Tipo de regularidad de la estructura**, en función de la cual se lleva a cabo una corrección por irregularidad mediante los factores correctivos ( $\alpha$ ) definidos en el apartado 3.3.2.4.
- **Comportamiento histerético degradante ( $A_{cd}$ )**: factor de amplificación para estructuras capaces de desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia, según 3.3.1.5.

El espectro elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la gravedad, se define por (véase apartado 3.1.6):

$$a = \frac{S_a(T_e)}{g} = \begin{cases} \left( a_0 + (\beta \cdot c - a_0) \cdot \frac{T_e}{T_a} \right) \cdot l & T_e < T_a \\ \beta \cdot c \cdot l & T_a \leq T_e \\ \beta \cdot c \cdot l \cdot \left( \frac{T_b}{T_e} \right)^r & T_b \leq T_e \\ \beta \cdot c \cdot l \cdot \left( \frac{T_b}{T_c} \right)^r \cdot \left[ k + (1-k) \cdot \left( \frac{T_c}{T_e} \right)^2 \right] \cdot \left( \frac{T_c}{T_e} \right)^2 & T_e \geq T_c \end{cases}$$

El espectro de diseño sísmico en cada dirección se obtiene reduciendo el espectro elástico mediante un factor multiplicador que considera la ductilidad, la sobrerresistencia, la redundancia y el posible comportamiento histerético de la estructura:

$$\frac{A_{cd}}{(\alpha \cdot Q) \cdot R \cdot \rho}$$

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga y nieve a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.
- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).
- Factor de amplificación del espectro, factor por el que se modifican las ordenadas del espectro definido por la norma en base a los parámetros considerados. Actúa multiplicando las ordenadas, por lo que las amplifica si se introduce un valor superior a 1 y las reduce si es menor.

### 12.12.12.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, es posible aplicar como procedimiento de cálculo:

- Análisis Dinámico Modal Espectral (véase apartado 3.3.6.1), sobre un modelo tridimensional con diafragma

rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado **13. Diafragma rígido**.

- Análisis Estático de la Fuerza Lateral Equivalente (véase apartado 3.3.5)

En cuanto a las combinaciones de carga, se pueden utilizar las definidas para la norma ACI 318M-08 o las definidas para las NTCRC, en función de la normativa de hormigón considerada. Dichas combinaciones son modificables por el usuario, para adaptarlas a la norma en caso de que lo considere necesario.

Para estructuras con criterio de armado por ductilidad 'Marcos Dúctiles' (NTCRC) o con categoría de diseño sísmico D, E o F (ACI 318M-08) se considera un factor de reducción de resistencia a cortante de 0.60.

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al 5% (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio.

El cálculo de los desplazamientos se realiza a partir de los obtenidos mediante el espectro de diseño reducido multiplicados por el factor  $(\alpha \cdot Q) \cdot R \cdot \rho$ . El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pilares, que deben ser chequeados por el usuario para cumplir las prescripciones del reglamento recogidas en el apartado '3.3.7 Revisión de Estados Límite'.

Cuando se aplica el análisis dinámico (modal espectral), se realiza la corrección por cortante basal según lo indicado en el apartado 3.3.6.3. En el caso de que sea necesario el ajuste de resultados, éste incluye los desplazamientos, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.

#### 12.12.12.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas

Se incluyen los **requisitos de diseño sísmico** de la norma ACI 318M-08 o de las NTCRC, según se considere compatibilidad con una determinada normativa de hormigón, y según la categoría de diseño sísmico seleccionada.

Si se activan estos criterios en la opción **Criterios de armado por ductilidad** del diálogo **Datos generales**, se aplicarán una serie de requisitos en el armado, los cuales se especifican en la Ayuda implementada para dicha opción.

#### 12.12.13. Diseño sísmico de edificios (República Dominicana)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar las Recomendaciones provisionales para el análisis sísmico de estructuras, **M-001 (1979)**.

##### 12.12.13.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para la Caracterización del emplazamiento se debe indicar los siguientes datos:

- **Zona sísmica (I o II)**, de acuerdo con las regiones sísmicas definidas en el mapa n°1 Zonificación Sísmica. La selección de la ubicación en el Listado de Provincias y Municipios proporciona directamente el valor de dicho parámetro. A cada zona sísmica le corresponde un coeficiente de zonificación **Z**, según la tabla I.

Para la consideración del Tipo de edificación se debe indicar:

- **Tipo de edificación (Esenciales, Ordinarios, Otros)**, de acuerdo a la clasificación según su importancia, uso y riesgo de fallo (véase apartado 4), determinando el valor del coeficiente de importancia **U** (tabla II).

##### 12.12.13.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales

- **Tipo de suelo (1, 2, 3 ó 4)**, en base a las propiedades del mismo según la clasificación de la tabla III. Cada tipo de suelo se corresponde con un determinado valor para el parámetro de suelo **S**.

Las características del Sistema estructural que deben indicarse son:

- **Coficiente de reducción por capacidad de disipación de energía ( $R_d$ )**, según el sistema y el material estructural (véase tabla IV).
- **Factor de Amplificación del desplazamiento horizontal ( $C_d$ )**, según el sistema y el material estructural (véase tabla VI).

El espectro **elástico de aceleraciones  $S_a$** , expresado como fracción de la gravedad, se define por:

$$S_a = Z \cdot U \cdot S \cdot C$$

donde **C** es el coeficiente sísmico espectral definido por la expresión:

$$C = 0.635 \quad T \leq 0.5s$$

$$C = \frac{0.4}{T^{2/3}} \quad T > 0.5s$$

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico. Dicho espectro se divide por el correspondiente Coeficiente de desplazamiento ( $R_d$ ).

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.
- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).

### 12.12.13.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, se aplica como procedimiento de cálculo dinámico el Análisis Modal Espectral, descrito en la memoria, como modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado **13. Diafragma rígido**.

En cuanto a las **combinaciones de carga**, se pueden utilizar las definidas para la norma ACI, y que como se ha dicho en el manual son modificables por el usuario, para adaptarla a la norma en caso de que lo considere necesario.

Para estructuras con categoría de diseño sísmico D, E o F se considera un factor de reducción de resistencia para cortante ( $\Phi$ ) de 0.60 (véase apartado 9.3.4 de la norma ACI 318M-08)

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al 5% (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio (véase apartado 6.5.2.12 de la norma M-001).

El cálculo de los desplazamientos se realiza a partir de los obtenidos con el espectro de diseño, es decir, con la reducción del coeficiente de disipación de energía ( $R_d$ ), multiplicados por el coeficiente de desplazamientos ( $C_d$ ). El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pilares, que deben ser chequeados por el usuario para cumplir las prescripciones del reglamento recogidas en el apartado '7.7 Limitación del desplazamiento horizontal'.

No se realiza la corrección por cortante basal según apartado 6.5.3.3 (65% del cortante estático). Se dispone de la información obtenida en el listado SUMATORIO DE ESFUERZOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS POR HIPÓTESIS Y PLANTA en el que se ofrece los esfuerzos en cada planta y acumulados para cada hipótesis y cada modo, para poder realizar dicha comprobación de forma manual.

### 12.12.13.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas

Se han incluido los requisitos de diseño sísmico del Capítulo 21 de la norma ACI 318M-08 o ACI 318-99, según se considere compatible con una determinada normativa de hormigón, y según la categoría de diseño sísmico seleccionada.

Si se activan estos criterios en la opción **Criterios de armado por ductilidad** del diálogo **Datos generales**, se aplicarán una serie de requisitos en el armado, los cuales se especifican en la Ayuda implementada para dicha opción.

### 12.12.14. Diseño sísmico de edificios (Ecuador)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar el 'Código Ecuatoriano de la Construcción. Requisitos Generales de Diseño: peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculos para diseño sísmo-resistente', **CPE INEN 5:2001**.

#### 12.12.14.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para la Caracterización del emplazamiento se debe indicar los siguientes datos:

- **Zona sísmica (I, II, III, IV)**, de acuerdo con la definición de zonas de la figura 1. La selección de la ubicación en el Listado de Poblaciones Ecuatorianas proporciona directamente el valor de dicho parámetro. A cada zona le corresponde un valor del **factor de zona (Z)**, según la tabla 1.

Para la consideración del Tipo de edificación se debe indicar:

- **Importancia de la obra**, de acuerdo a la clasificación según su tipo de uso, destino e importancia de la estructura (véase apartado 5.4 y Tabla 4), determinando el valor del coeficiente de importancia I.

#### 12.12.14.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales

- Tipo de suelo (S1, S2, S3, S4), atendiendo a determinadas características del mismo, de acuerdo con los perfiles de suelo definidos en el apartado 5.3. En función del tipo de suelo quedan definidos, según la Tabla 3, los **coeficientes de suelo S** y **C<sub>m</sub>**, necesarios para la posterior definición del espectro.

Las características del Sistema estructural que deben indicarse son:

- **Factor de reducción (R)** en las dos direcciones principales en planta, según el sistema y el material estructural (véase Tabla 7)
- **Coficiente de regularidad en planta (Φ<sub>P</sub>)**: factor de reducción de resistencia en función del análisis de las características de regularidad descritas en la tabla 5 y en la Figura 2 (véase apartado 6.2.2).
- **Coficiente de regularidad en elevación (Φ<sub>E</sub>)**: factor de reducción de resistencia en función del análisis de las características de regularidad descritas en la tabla 6 y en la Figura 3 (véase apartado 6.2.3).

El **espectro de diseño** de aceleraciones  $S_a$  (6.2.1 y 6.11.5.1), expresado como fracción de la gravedad, se define por:

$$S_a(T) = \frac{Z \cdot I \cdot C}{R \cdot \Phi_P \cdot \Phi_E}$$

donde  $C(T)$  es el espectro normalizado de respuesta elástica (6.11.2.1 y figura 4):

$$C = \frac{1,25 \cdot S_S}{T} \text{ con } 0,5 \leq C \leq C_m$$

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.
- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).
- Factor de amplificación del espectro, factor por el que se modifican las ordenadas del espectro definido por la norma en base a los parámetros considerados. Ac-

túa multiplicando las ordenadas, por lo que las amplifica si se introduce un valor superior a 1 y las reduce si es menor.

### 12.12.14.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, se aplica como procedimiento de cálculo dinámico el Análisis Modal Espectral, descrito en la memoria, como modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado

#### 13. Diafragma rígido.

Se considera una inercia equivalente para los elementos de la estructura, según lo especificado en el apartado 6.1.2 del código CPE INEN 5:2001.

En cuanto a las **combinaciones de carga**, se pueden utilizar las definidas para la norma ACI, y que como se ha dicho en el manual son modificables por el usuario, para adaptarla a la norma en caso de que lo considere necesario.

Se considera un factor de reducción de resistencia para cortante ( $\Phi$ ) de 0.60 (véase apartado 21.2.3.1 del código **CPE INEN 5:1993 – Capítulo 21**)

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al 5% (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio (véase apartado 6.4.2).

El cálculo de los desplazamientos se realiza a partir de los desplazamientos obtenidos con el espectro de diseño, multiplicándolos por el factor de reducción R. El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pilares, que deben ser chequeados por el usuario para cumplir las prescripciones del reglamento recogidas en el apartado '6.8.2 Límites de la deriva'.

Se dispone de la información obtenida en el listado SUMATORIO DE ESFUERZOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS POR HIPÓTESIS Y PLANTA en el que se ofrece los esfuerzos en cada planta y acumulados para cada hipótesis y cada modo, para poder realizar el cálculo del cortante basal de forma manual. Dado que existe un factor de amplificación del espectro considerado, se puede modificar y calcular con dicha corrección.

### 12.12.14.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas

Se han considerado los requisitos de diseño sísmico en base al CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN. REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO (**CPE INEN 5:1993**), según el cual, para el diseño sismo-resistente se han de aplicar las disposiciones contenidas en el Capítulo 21 del mismo ("Disposiciones especiales para el diseño sísmico").

### 12.12.15. Diseño sísmico de edificios (Chile)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar la Norma Chilena Oficial para el Diseño sísmico de edificios **NCh433.Of1996 Modificada en 2009**.

#### 12.12.15.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para la Caracterización del emplazamiento se debe indicar:

- **Zona sísmica (1, 2 y 3)**, de acuerdo con las regiones sísmicas definidas en las Figuras 4.1.a), b) y c) y en la Tabla 4.2. La selección de la ubicación en el Listado de Regiones y Comunas proporciona directamente dicho dato. Cada zona tiene asociado un valor de aceleración efectiva máxima del suelo (**A<sub>0</sub>**), según Tabla 6.2.

Para la consideración del Tipo de edificación se debe indicar:

- **Categoría de uso (I, II, III y IV)**, de acuerdo a la clasificación según su importancia, uso y riesgo de fallo (véase Tabla 4.1), determinando el valor del coeficiente de importancia (**I**), según la Tabla 6.1.

### 12.12.15.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales

- **Tipo de suelo (I, II, III o IV)**, según los diferentes criterios de clasificación definidos en la Tabla 4.3.

En base al **tipo de perfil de suelo** se obtienen, según la Tabla 6.3, los parámetros **T<sub>0</sub>** y **p**, necesarios para la definición del espectro.

Las características del Sistema estructural que deben indicarse son:

- **Factor de modificación de la respuesta (R<sub>0</sub>)** en las dos direcciones principales en planta, según el sistema y el material estructural (véase Tabla 5.1)

El espectro de diseño de aceleraciones **S<sub>a</sub>**, expresado como fracción de la gravedad, se define por:

$$S_a = \frac{I \cdot A_0 \cdot \alpha}{R^*}$$

donde  $\alpha$  es el factor de Amplificación y se define como:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \cdot \left(\frac{T}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T}{T_0}\right)^3}$$

El factor de reducción **R\*** se determina de la forma:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 \cdot T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

donde **T\*** es el periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga y de nieve a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.
- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).
- Factor de amplificación del espectro, factor por el que se modifican las ordenadas del espectro definido por la norma en base a los parámetros considerados. Actúa multiplicando las ordenadas, por lo que las amplifica si se introduce un valor superior a 1 y las reduce si es menor.

### 12.12.15.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, se aplica como procedimiento de cálculo dinámico el Análisis Modal Espectral, descrito en la memoria, como modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado

#### **13. Diafragma rígido.**

En cuanto a las **combinaciones de carga**, se pueden utilizar las definidas en la norma chilena de hormigón NCh430.Of2008 – 9.1.4, y que como se ha dicho en el manual son modificables por el usuario en caso de que lo estime necesario (véase también Anexo B, apartado B.2.1 de la norma NCh433.Of1996 Modificada 2009).

Se considera un factor de reducción de resistencia para cortante ( $\Phi$ ) de 0.60.

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al 5% (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio (6.3.4 a)).

El cálculo de los desplazamientos se realiza a partir del espectro de diseño, es decir, con la consideración del coeficiente de reducción ( $R^*$ ). El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pilares, que deben ser chequeados por el usuario para cumplir las prescripciones del reglamento recogidas en el apartado "5.9 Deformaciones sísmicas".

No se realiza la corrección por cortante basal según apartado 6.3.7. Se dispone de la información obtenida en el listado SUMATORIO DE ESFUERZOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS POR HIPÓTESIS Y PLANTA en el que se ofrece los esfuerzos en cada planta y acumulados para cada hipótesis y cada modo, para poder realizar dicha comprobación de forma manual. Dado que existe un factor de amplificación del espectro considerado, se puede modificar y calcular con dicha corrección.

#### 12.12.15.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas

Se han incluido los requisitos de diseño sísmico del capítulo 21 de la norma NCh430.Of2008, considerándose todas las regiones del territorio nacional como de riesgo sísmico elevado (NCh430.Of2008 – 21.2.1.2). Es decir, la normativa sísmica NCh433.Of1996 Modificada en 2009 lleva asociado un criterio de armado por ductilidad único.

#### 12.12.16. Diseño sísmico de edificios (Genérico y Estados Unidos)

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos, se puede seleccionar el Uniform Building Code (**1997 UBC**).

##### 12.12.16.1. Criterios de aplicación, emplazamiento y clasificación de la construcción

Para la Caracterización del emplazamiento se debe indicar los siguientes datos:

- **Zona sísmica (1, 2A, 2B, 3, 4)**, de acuerdo con las regiones sísmicas definidas en la figura 16-2 y el listado de ciudades presentado en el Anexo del Capítulo 16, División III. Si se selecciona la zona 4, el usuario también debe indicar el **tipo de origen sísmico (A, B, C)**, y la **distancia** a la misma.

Para la consideración del Tipo de edificación se debe indicar:

- **Categoría del edificio**, de acuerdo a la clasificación según su importancia, uso y riesgo de fallo (véase tabla 16-K), determinando el valor del **coeficiente de importancia, I**.

##### 12.12.16.2. Información sísmica: tipo de suelo, espectros, amortiguamiento y tipos estructurales

- **Clase de suelo (A, B, C, D o E)**, en función de determinadas características geotécnicas del terreno, según tabla 16-J.

En base a zona sísmica y al tipo de perfil de suelo se obtienen, según las tablas 16-Q a 16-T, los coeficientes sísmicos  $C_a$  y  $C_v$ , necesarios para la definición del espectro.

Las características del Sistema estructural que deben indicarse son:

- **Coefficiente de reducción (R)** en las dos direcciones principales en planta, según el sistema y el material estructural (véase tabla 16-N)
- **Factor de redundancia ( $\rho$ )**: factor que influye en la combinación de acciones, aumentando el efecto de la acción sísmica, según las secciones 1630 y 1612.2.
- **Factor de sobrerresistencia ( $\Omega_0$ )**: factor que influye en la combinación de acciones, aumentando el efecto de la acción sísmica, según las secciones 1630 y 1612.4.

El espectro elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la gravedad, se define por:

$$S_a = C_a \cdot I \cdot \left( 1 + 1.15 \cdot \left( \frac{T}{T_0} \right) \right) \quad T \leq T_0$$

$$S_a = 2.5 \cdot C_a \cdot I \quad T_0 \leq T \leq T_S$$

$$S_a = \frac{C_v \cdot I}{T} \quad T \geq T_S$$

donde  $T_S = \frac{C_v}{2.5 \cdot C_a}$  y  $T_0 = 0.2 \cdot T_S$

El espectro de diseño sísmico en cada dirección se obtiene reduciendo el espectro elástico. Dicho espectro se divide por el correspondiente Coeficiente de Reducción (R).

Otros parámetros de cálculo que deben indicarse son:

- Parte de sobrecarga a considerar, en función del uso del edificio, para determinar la masa sísmica interviniente.
- Número de modos a considerar en el análisis dinámico (6 por defecto).

- Factor de amplificación del espectro, factor por el que se modifican las ordenadas del espectro definido por la norma en base a los parámetros considerados. Actúa multiplicando las ordenadas, por lo que las amplifica si se introduce un valor superior a 1 y las reduce si es menor.

### 12.12.16.3. Cálculos a realizar

Con todo ello, se aplica como procedimiento de cálculo dinámico el Análisis Modal Espectral, descrito en la memoria, como modelo tridimensional con diafragma rígido, cuando existen paños de forjados. Consulte en el apartado **13. Diafragma rígido.**

En cuanto a las combinaciones de carga, se pueden utilizar las definidas para la norma ACI y que, como se ha dicho en el manual, son modificables por el usuario para adaptarlas a la norma en caso de que lo estime necesario (véase combinaciones del 1997 UBC en la Sección 1612), con la consideración definida en 1630.1.1, que incluye la influencia de los factores de redundancia y de sobrerresistencia de la estructura al combinar la acción sísmica.

Para estructuras con categoría de diseño sísmico D, E o F se considera un factor de reducción de resistencia para cortante ( $\Phi$ ) de 0.60 (véase apartado 9.3.4 de la norma ACI 318M-08).

Los efectos ortogonales se tienen en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular (véase Sección 1633).

Se supone una torsión accidental considerando, para cada forjado, una excentricidad del centro de masas igual al 5% (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso medida en la dirección perpendicular a la dirección de estudio.

El cálculo de los desplazamientos se realiza a partir de los desplazamientos calculados con el espectro de diseño, amplificándolos por el factor multiplicador **(0.7 · R)**. El programa no lleva a cabo las comprobaciones de desplazamientos y distorsiones de pilares, que deben ser chequeados por el usuario para cumplir las prescripciones del reglamento recogidas en el apartado 1630.10.

No se realiza la corrección por cortante basal según apartado 1631.5.4: 80% para estructuras regulares y 100% para estructuras irregulares. Se dispone de la información obtenida en el listado SUMATORIO DE ESFUERZOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS POR HIPÓTESIS Y PLANTA en el que se ofrece los esfuerzos en cada planta y acumulados para cada hipótesis y cada modo, para poder realizar dicha comprobación de forma manual. Dado que existe un factor de amplificación del espectro considerado, se puede modificar y calcular con dicha corrección.

#### **12.12.16.4. Reglas de diseño y prescripciones constructivas**

Se han incluido los requisitos de diseño sísmico del Capítulo 21 de la norma ACI 318M-08, según se considere una determinada categoría de diseño sísmico. (A, B, C, D, E o F).

Si se activan estos criterios en la opción **Criterios de armado por ductilidad** del diálogo **Datos generales**, se aplicarán una serie de requisitos en el armado, los cuales se especifican en la Ayuda implementada para dicha opción.

## 13. Diafragma rígido

### 13.1. Diafragma rígido en vigas exentas

Desde la versión 2012.a se ha incluido la posibilidad de eliminar la consideración del diafragma rígido en vigas exentas, es decir, aquellas que se introducen en la planta a partir de los tipos del diálogo **Viga actual** y que no tengan ningún paño que las toque (excepto los tipos Vinculación exterior y Zuncho no estructural o límite).

Por defecto, todas las vigas se consideran “conectadas” al diafragma rígido por lo que poseen 3 grados de libertad, y se mantiene la hipótesis de diafragma rígido. Por ejemplo, una viga continua que se apoya en varios pilares, aunque no tenga forjado, conserva la hipótesis de diafragma rígido.

A partir de la versión 2012.a, es posible desconectar las vigas exentas del diafragma rígido mediante la opción **Diafragma rígido en vigas exentas** (solapa Entrada de vigas > menú Vigas/Muros). Las vigas desconectadas mediante esta opción pasan a disponer de seis grados de libertad en cada extremo con los esfuerzos correspondientes: axil, momento en el plano vertical y transversal, cortante vertical y transversal, y momento torsor; y, por tanto, se dimensionarán sus armaduras para todos ellos.

A efectos de la consideración del pandeo en vigas exentas horizontales, metálicas o de hormigón, se considera como longitud de pandeo la longitud libre de la viga tanto en el plano vertical como en el horizontal.

### 13.2. Diafragma rígido en muros de hormigón armado, muros de fábrica y muros de bloques de hormigón armado

En versiones anteriores a la 2012.a, cualquier muro en contacto con un forjado, una viga u otro muro tenía la consideración de diafragma rígido a nivel de planta. A partir de la versión 2012.a, la consideración de diafragma rígido a nivel de planta sólo se mantiene si el muro entra en contacto con algún forjado. Por tanto, si el muro está exento a nivel de planta o sólo entra en contacto con vigas exentas u otros muros, todos los nudos de la barra que se generan en la intersección de esa planta y los nodos de los elementos finitos triangulares del muro tienen 6 grados de libertad.

En el caso de que el muro entre en contacto con algún paño a lo largo de cualquier parte de su trazado en una planta, todo el muro quedará conectado al diafragma rígido de esa planta, incluso en los tramos donde no hay paños. No obstante, existe la posibilidad de eliminar de forma parcial la consideración de diafragma rígido, mediante la opción **Dividir viga** (solapa Entrada de vigas > menú Vigas/Muros), de manera que aplicando esta división en los puntos de transición entre la parte con diafragma rígido y la parte exenta, dejará estas últimas partes libres o exentas con 6 grados de libertad en esos tramos exentos.

Si se encuentra activada la opción para armar las vigas de coronación de muros (menú Obra > Datos generales > botón Por posición de Acero para barras > botón Opciones para vigas > opción Armado de vigas embebidas en

muros y de vigas de coronación), los tramos de vigas de coronación que se encuentran sobre los tramos de muros sin forjado (si el usuario ha aplicado la opción **Dividir viga** para desconectar dicho tramo), o las vigas de coronación de los muros sin forjado en todo su trazado, se dimensionan para los seis esfuerzos actuantes.

De la misma forma se realiza el dimensionamiento de las vigas coincidentes con las plantas intermedias y coronación en muros de fábrica y de bloque prefabricado de hormigón si se activa dicha opción para estas tipologías, con la particularidad de que también lo efectúa a nivel de plantas intermedias.

## 14. Interacción de la estructura con los elementos constructivos

El estudio de los efectos producidos sobre los edificios como consecuencia de un terremoto, pone de manifiesto la necesidad de potenciar el desarrollo de herramientas de cálculo que faciliten el análisis de las estructuras sometidas a acciones sísmicas de forma más realista.

El Riesgo Sísmico involucra dos conceptos fundamentales: la peligrosidad sísmica y el comportamiento dinámico de las estructuras al estar sometidas a acciones externas accidentales. El conocimiento actual de estos dos conceptos aún es limitado debido a la gran incertidumbre existente en la información y en los métodos para estudiarlos.

Por ejemplo, para la peligrosidad sísmica, se tiene incertidumbre en la predicción, ubicación y cuantificación de la fuerza de un sismo, mientras que para el comportamiento dinámico de las estructuras la incertidumbre se centra en el conocimiento del comportamiento mismo de la estructura, la calidad de los materiales de construcción, los procesos constructivos, etc.

El trabajo desarrollado en este módulo se ha dirigido al estudio del comportamiento dinámico de la estructura y su interacción con el resto de elementos no estructurales que forman parte del edificio, así como a la determinación de los esfuerzos de diseño pésimos resultantes al combinar la acción sísmica con otras acciones estáticas simultáneas.

A día de hoy, en el cálculo estructural de edificios, es posible la aplicación de diferentes métodos de análisis con diferentes grados de complejidad. Un procedimiento sencillo es utilizar un método estático simplificado basado en la obtención de fuerzas estáticas equivalentes, con lo que se evita tener que realizar un análisis del comportamiento di-

námico de la construcción. Además de las restricciones en su ámbito de aplicación, las posibles inexactitudes del método se contrarrestan con sobre-dimensionamientos que reducen la competitividad de los diseños resultantes.

Como procedimientos de cálculo más generales, las normativas actuales contemplan el análisis mediante espectros de respuesta máxima. A partir de un modelo tridimensional de la estructura que considere los grados de libertad más representativos, y de los espectros de respuesta definidos por cada norma en base a distintas variables (zona sísmica, tipo de terreno, etc.), se obtienen las solicitaciones máximas correspondientes a cada modo de vibración de la estructura.

El análisis modal espectral es un procedimiento de análisis dinámico que consiste en determinar la respuesta máxima de la estructura a partir de sus modos de vibración (deformadas - autovectores) y de sus respectivas frecuencias naturales de vibración (autovalores). La respuesta final de la estructura resulta de la adecuada combinación de dichas contribuciones modales. La aplicación de este método de análisis se efectúa a partir de las siguientes consideraciones generales:

- Los modos de vibración del sistema deben obtenerse utilizando metodologías establecidas en la dinámica estructural.
- Deben considerarse todos aquellos modos de la estructura que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la misma.
- La respuesta máxima de cada modo se obtiene utilizando las **ordenadas del espectro de diseño** defini-

do según la normativa correspondiente, para el periodo de vibración propio del modo.

- Las respuestas máximas modales para cada variable que interviene en el análisis (desplazamientos, distorsiones, fuerzas, esfuerzos, etc.) se combinan para obtener la respuesta máxima total resultante de la acción sísmica.

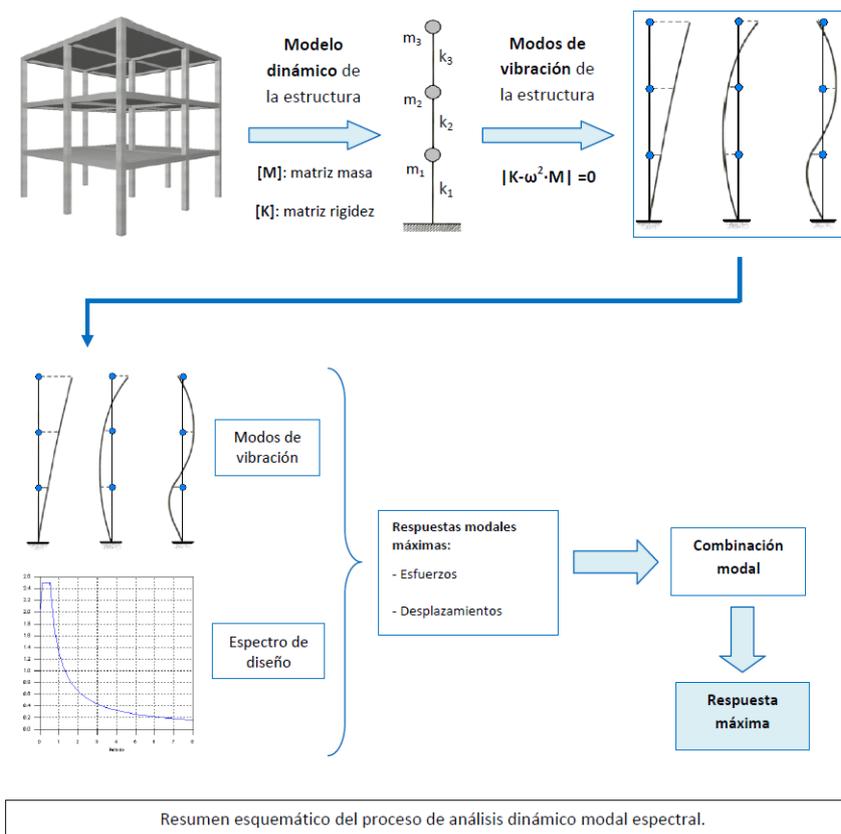


Fig. 14.1

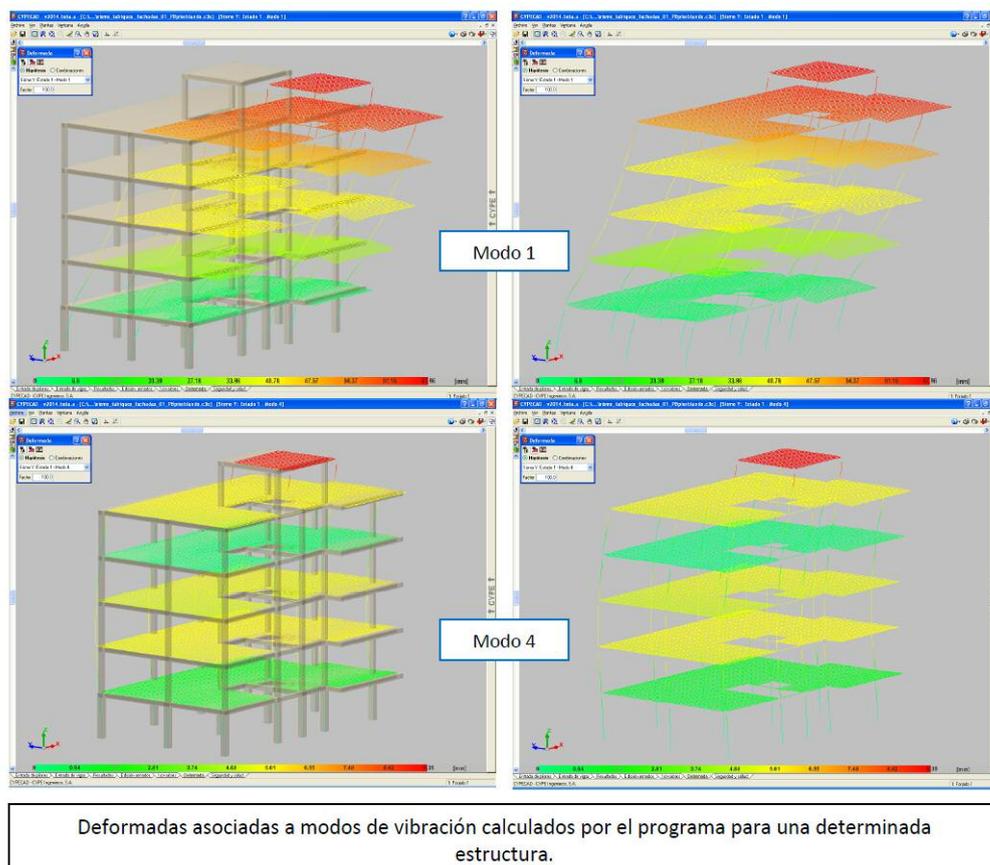


Fig. 14.2

En muchos de los edificios destinados principalmente a viviendas en zonas urbanas, se destina su planta baja a local comercial o actividad terciaria, y las plantas superiores a vivienda. El forjado habitualmente se resuelve con cara inferior plana, compuesto de viguetas unidireccionales y vigas planas, forjados bidireccionales (reticular) o losa maciza. Aunque también con vigas descolgadas respecto del plano inferior de la losa o forjado.

Cuando no existe ningún elemento sismorresistente adicional, como es el caso de pantallas resistentes (shear walls), los esfuerzos horizontales a sismo se resisten por la rigidez del empotramiento entre pilares y forjado (nudo rígido).

Los cerramientos y particiones de los edificios son considerados elementos 'no estructurales', sin embargo, durante un sismo, aportan rigidez a la estructura, modificando la

distribución y magnitud de los esfuerzos provocados por la acción sísmica. Por ejemplo, cuando hay una distribución no uniforme entre plantas de las rigideces asociadas a los cerramientos, las fuerzas horizontales tienen mayor incidencia en los pilares de las plantas con menor rigidez, produciendo esfuerzos cortantes de elevada magnitud en los pilares. Si estos no están convenientemente diseñados, los esfuerzos pueden provocar su rotura frágil, lo que haría peligrar la estabilidad del edificio pudiendo llevarlo incluso al colapso.

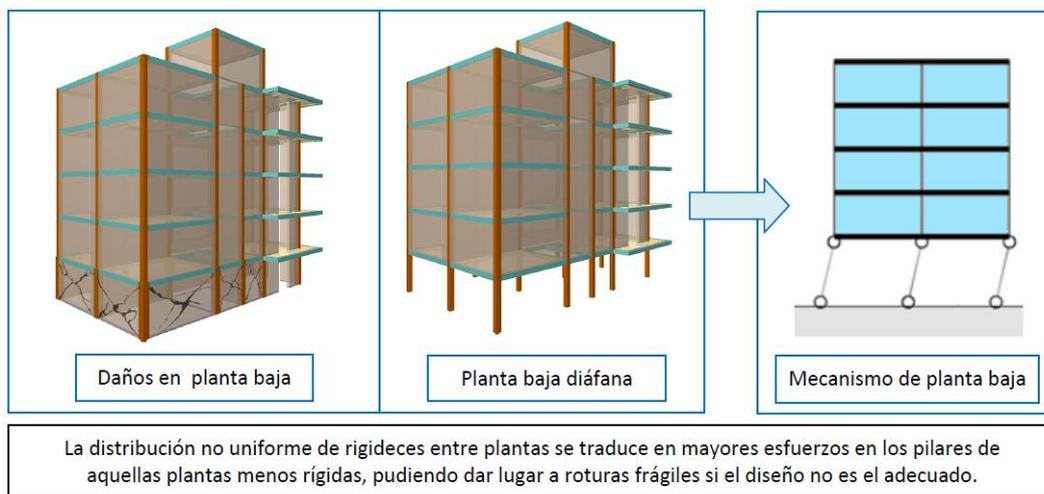


Fig. 14.3

El apartado 4.2.3 de la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02, establece la necesidad de considerar la diferencia de rigidez que se produce ante la existencia de plantas de diferente esbeltez o diáfanas en edificios, como pueda ser el caso de plantas bajas en edificios de viviendas. Del mismo modo, el artículo 4.2.4, marca que “los elementos no estructurales, como muros de cerramiento, tabiquerías, etc., que puedan desarrollar rigidez y resisten-

cia suficientes para alterar las condiciones de la estructura, se tendrán en cuenta para la confección del modelo de análisis estructural y se comprobarán para las acciones que se deriven del cálculo...”.

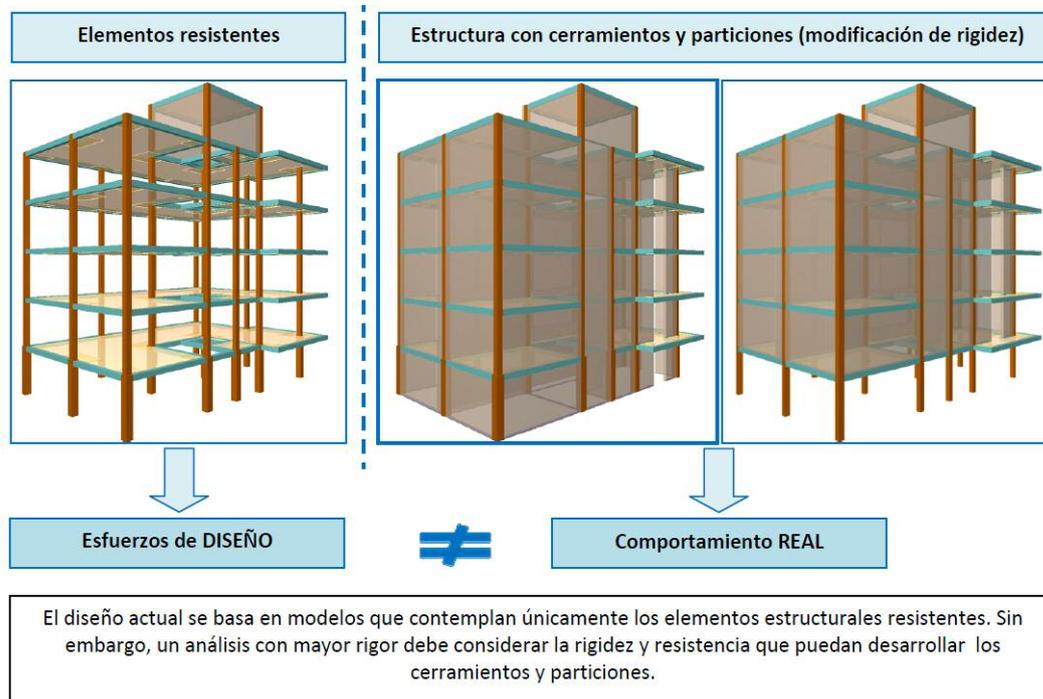


Fig. 14.4

Todo ello hace necesario que se deban definir y resolver varios modelos de cálculo lineales que cubran las distintas situaciones que se pueden llegar a producir en la realidad. A priori no es posible conocer la situación más desfavorable ya que, en muchos casos, el cambio de situación de la tabiquería produce modificaciones bruscas de rigidez y consecuentemente efectos desfavorables sobre los elementos estructurales.

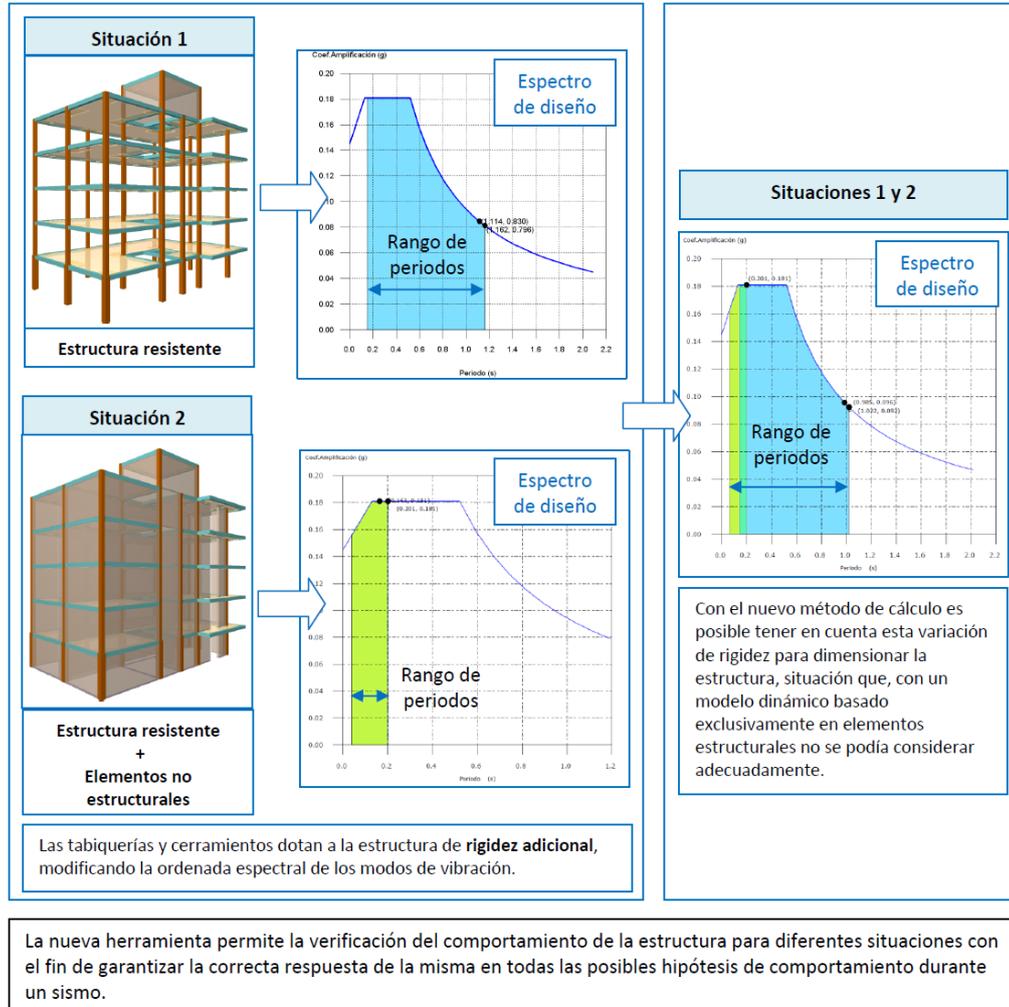


Fig. 14.5

De este modo, el método de cálculo desarrollado es capaz de estimar de forma suficientemente precisa el comportamiento del edificio durante un sismo, considerando los elementos estructurales y teniendo en cuenta la influencia que sobre los mismos puede tener el resto de los elementos constructivos. En apartados posteriores se presenta un

ejemplo de cálculo, en el que se muestra la importancia de la verificación de los posibles estados o situaciones de la estructura debidos a su interacción con los elementos no estructurales.

## 14.1. Modelo de análisis de la influencia de elementos constructivos no estructurales

El modelo de análisis en el que se incluye la influencia de los elementos constructivos no estructurales sobre un edificio en caso de sismo, mediante el que se determina cómo actúan los cerramientos y particiones en caso de sismo teniendo en cuenta que su función no es estructural, ha sido desarrollado por los investigadores del Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (en adelante, CIMNE) de la Universidad Politécnica de Cataluña (en adelante, UPC), junto con la empresa PRISMA, S.L y el equipo de técnicos de CYPE SOFT, S.L.

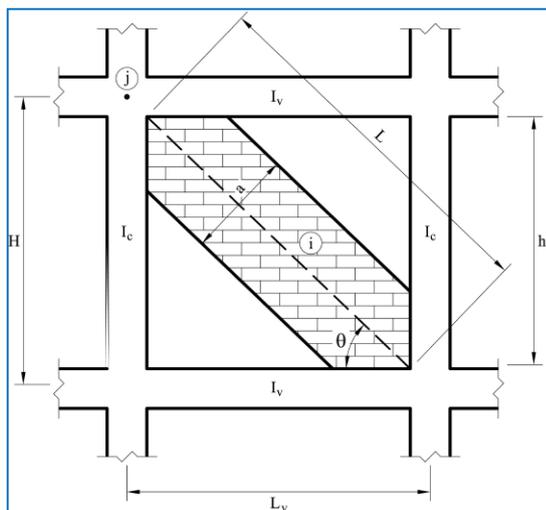


Fig. 14.6

El programa genera las barras equivalentes de fábrica para considerar el efecto de cada elemento constructivo. Es necesario puntualizar que sólo se desarrolla dicha rigidez si el elemento constructivo está confinado lateralmente entre pilares, pantallas o muros.

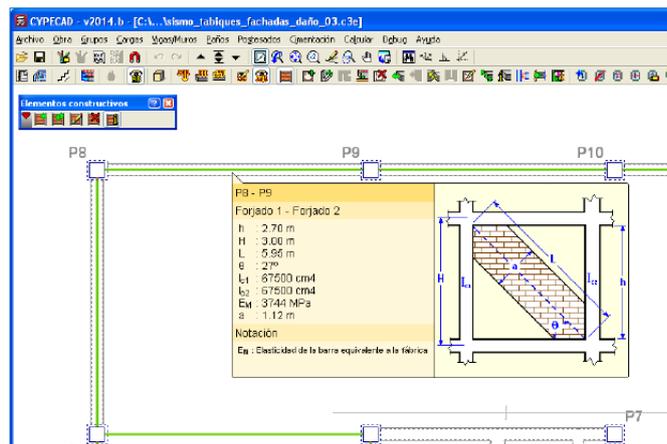


Fig. 14.7

## 14.2. Estados de rotura o fisuración

El método de cálculo desarrollado permite realizar el análisis modal espectral de sucesivos modelos dinámicos generados automáticamente, que incluyen la rigidez de los elementos no estructurales (cerramientos y particiones) y la situación o estado de los mismos.

Existe la posibilidad de considerar en el cálculo, únicamente, dos estados de cálculo extremos: el correspondiente al comportamiento de la estructura sin la intervención de ningún elemento constructivo y el que tiene en cuenta el efecto de todos los elementos constructivos confinados lateralmente, considerando que no han sufrido fisuración o rotura.

Es posible considerar también la generación automática de estados a partir de la aplicación de un criterio de rotura que relaciona el daño sufrido por un elemento con el desplazamiento relativo de sus extremos. Se trata de estados intermedios, en los que cada elemento confinado aporta un porcentaje de su rigidez en función del nivel de daño alcanzado por el mismo.

La generación automática de los estados intermedios parte del modelo en el cual se considera el efecto de todos los elementos constructivos totalmente efectivos. Un análisis modal espectral del modelo produce un desplazamiento relativo entre los extremos de cada elemento constructivo que, con la aplicación del criterio de rotura, se traduce en un determinado nivel de daño. El daño (o fisuración) sufrido por el elemento provoca una variación en su rigidez. Las nuevas rigideces calculadas para cada uno de los elementos constructivos se incluyen en un nuevo modelo dinámico sobre el que se realiza el siguiente análisis modal. Se vuelven a obtener nuevos desplazamientos relativos y cada elemento alcanza un nuevo nivel de daños, con la consiguiente variación de rigidez, generándose el siguiente modelo. Se procede de este modo de forma sucesiva para cada hipótesis de sismo considerada.

Este proceso iterativo se detiene cuando el nivel de daño se estabiliza en el paso de un estado al siguiente (lo cual se consigue cuando la diferencia entre el nivel de daño del último estado calculado y el anterior es menor del 5%), o bien, cuando se alcanza el número máximo de iteraciones establecido por el usuario, siendo éste el último estado o estado final.

Considerar en el dimensionamiento de la estructura todos los estados intermedios generados puede multiplicar sustancialmente el tiempo de cálculo, por lo que se permite configurar el proceso para que en el dimensionamiento se considere únicamente el estado final, sin tener en cuenta los intermedios.

Si se considera la opción de obtener estados de fisuración intermedios, es posible consultar en la pestaña de Resultados > Elementos constructivos > Nivel de daño, para cada elemento, los desplazamientos relativos y el nivel de daño asociado para cada estado generado por hipótesis sísmica.



Fig. 14.8

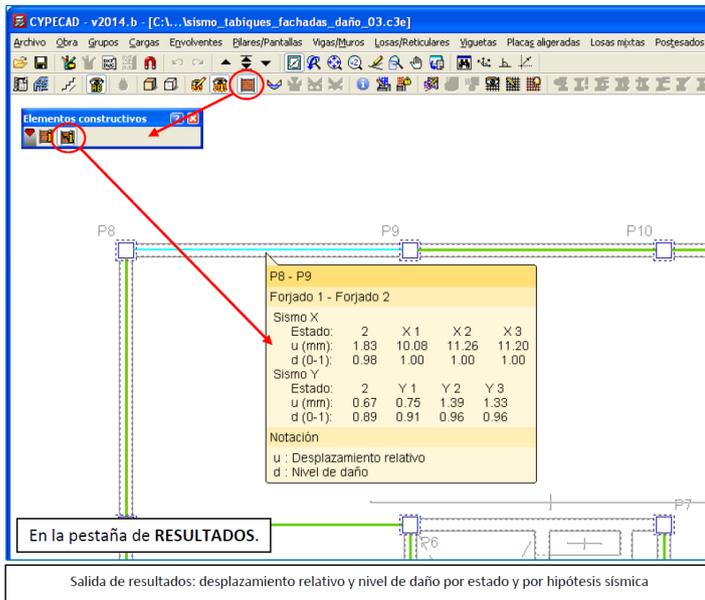


Fig. 14.9

## 14.3. Ejemplo de cálculo

Con este ejemplo de cálculo, se pretende mostrar la importancia de la verificación de los posibles estados o situaciones de la estructura debidos a su interacción con los elementos no estructurales. Se presenta un caso de planta diáfana, flexible o blanda (efecto "Soft Storey").

En este caso nos interesa comparar el comportamiento de la estructura con la influencia y sin la influencia de los elementos constructivos que se introduzcan. No se considera la opción "Obtener estados de rotura o fisuración", del panel anterior, lo que genera, únicamente, dos estados de cálculo extremos: el correspondiente al comportamiento de la estructura sin la intervención de ningún elemento constructivo y el que tiene en cuenta el efecto de todos los elementos constructivos confinados lateralmente, considerando que no han sufrido fisuración o rotura.

### 14.3.1. Descripción de la estructura

Se trata un edificio de hormigón armado de 6 plantas (5 + casetón), constituido por pórticos con luces que oscilan entre los 4,5 y 5,6m y por forjados de losa maciza de 15 cm de espesor. Los pórticos están formados por pilares que nacen de la planta de cimentación con una sección de 45x45cm que disminuye hasta los 30x30cm en las plantas superiores; las vigas son de sección 30x30cm. La altura de la planta es de 3m.

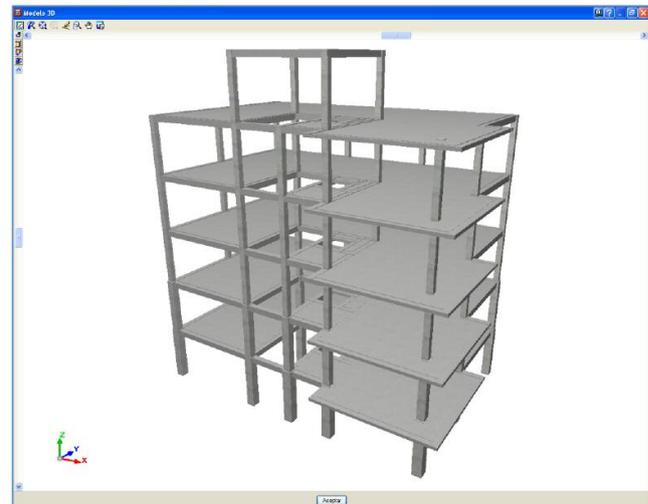


Fig. 14.10

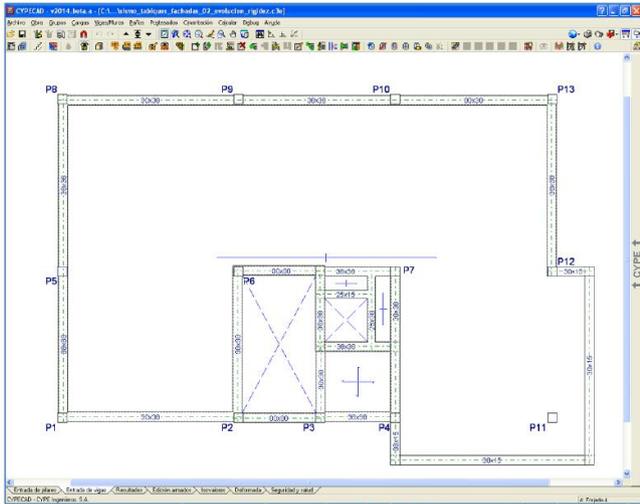


Fig. 14.11

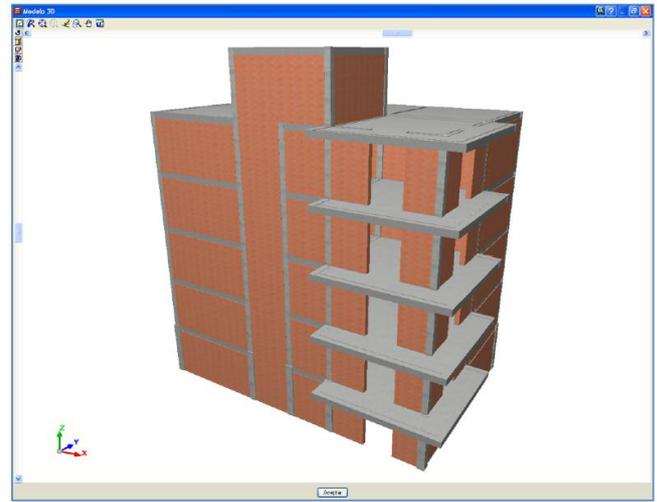


Fig. 14.12

Además del sistema estructural resistente (pilares-vigas-forjados), se podrían introducir los cerramientos y particiones (elementos no estructurales). Se trata de muros de fábrica de 25 y 10cm de espesor. Pero hasta ahora se podía calcular un caso u otro.

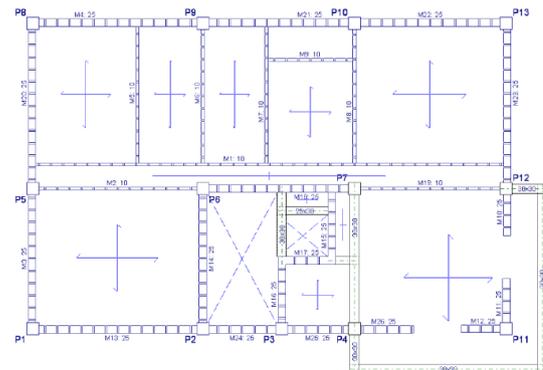


Fig. 14.13

### 14.3.2. Elementos constructivos

Con este método de cálculo, donde en base a las características mecánicas y elásticas asignadas a cada elemento constructivo, se genera y considera en el cálculo no sólo las cargas asociadas a dichos elementos, sino también su rigidez, con una entrada de datos similar a las cargas lineales.

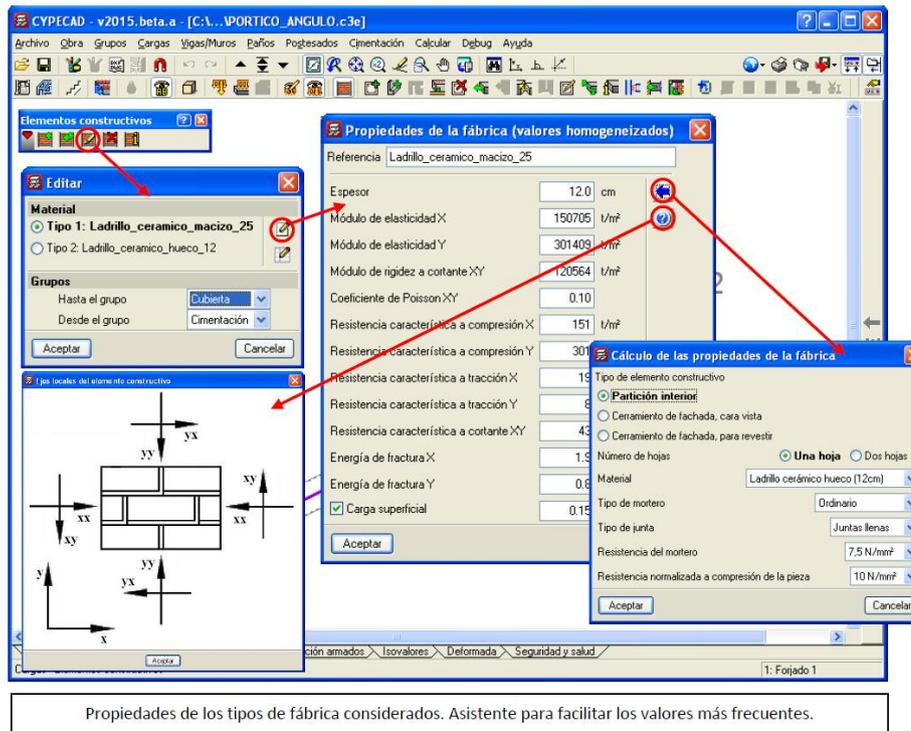


Fig. 14.14

La consideración en el cálculo de la rigidez de los elementos no estructurales introducidos se lleva a cabo aplicando el método propuesto por el CIMNE. Sólo, si el elemento constructivo está confinado desarrolla su rigidez. En caso contrario, el programa genera la carga lineal correspondiente al mismo, pero no se le asigna rigidez alguna.

Para cada elemento confinado y en función de las características del mismo, el propio programa genera una “barra de fábrica equivalente”, para la cual calcula un área, una longitud y un módulo de elasticidad homogeneizado que permiten definir la rigidez del elemento a incluir en el modelo de cálculo dinámico de la estructura.

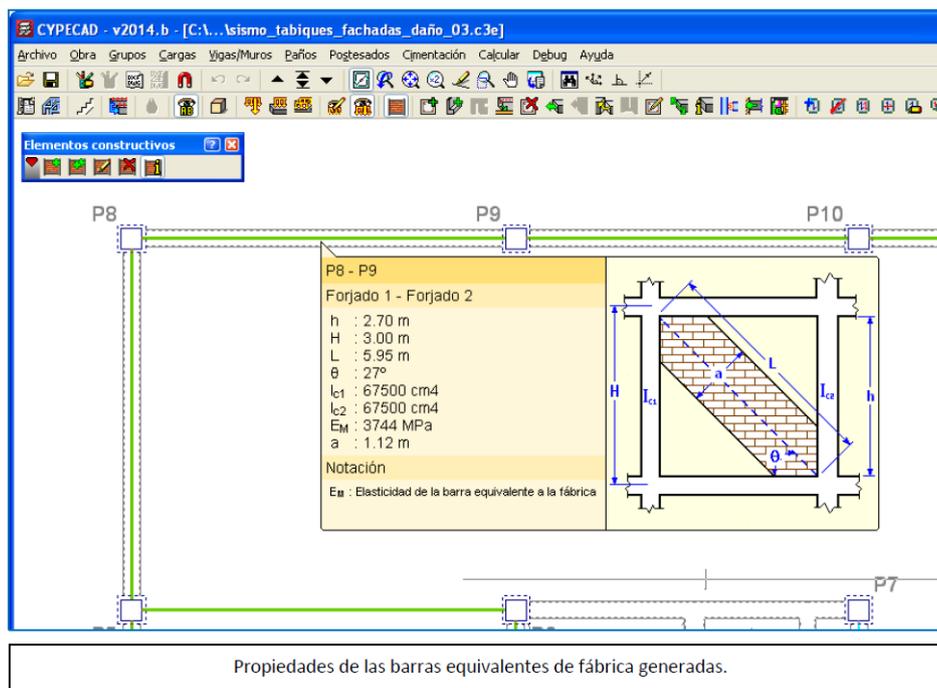


Fig. 14.15

### 14.3.3. Acción sísmica

Para la consideración de la acción sísmica en el cálculo se lleva a cabo un análisis dinámico modal espectral, por ejemplo, aplicando la norma sísmica NCSE-02. Seleccionando los datos de emplazamiento, tipo de terreno, características de la estructura y otros parámetros que se muestran a continuación, el programa genera el espectro correspondiente con el que se realiza el cálculo.

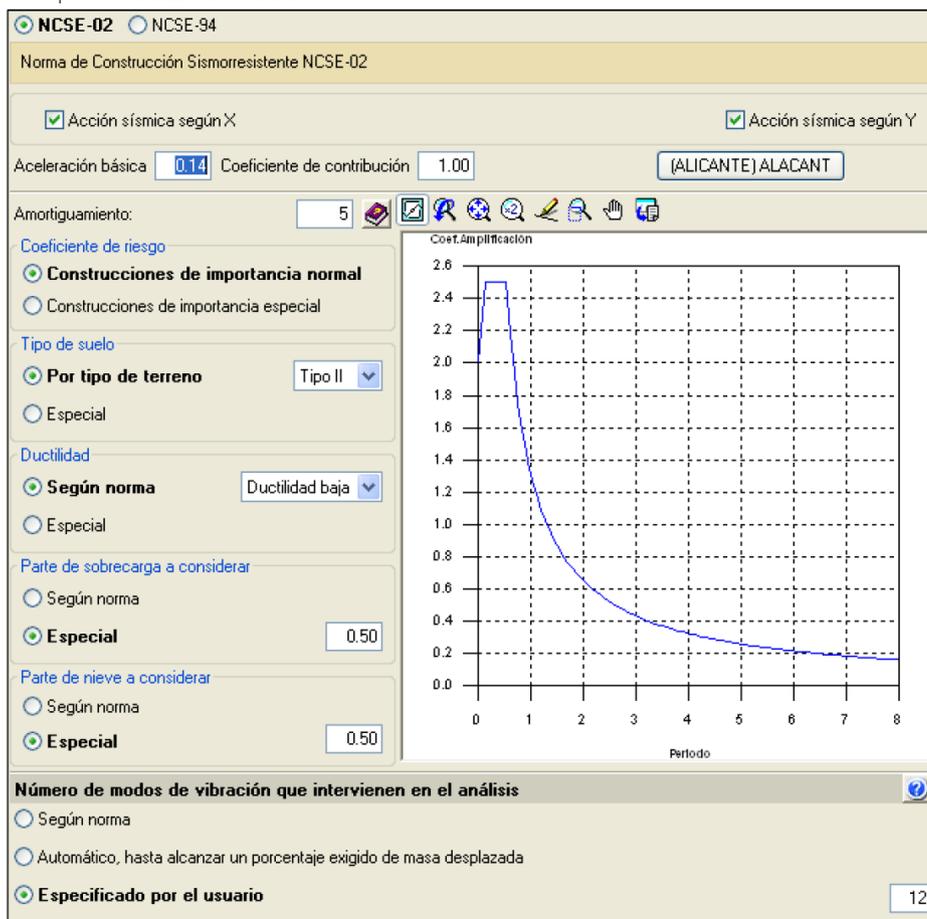


Fig. 14.16. Diálogo de sismo del programa para la Norma NCSE-02.

En este ejemplo de cálculo se pretende mostrar la importancia de considerar las irregularidades de rigidez en altura que dan lugar a mayores esfuerzos en los elementos resistentes de las plantas menos rígidas.

Como ya se ha comentado, los edificios con planta baja destinada a usos comerciales por regla general poseen una irregularidad de rigidez que les hace más débiles en esa planta. La diferencia de rigidez es debida a que su altura suele ser mayor que la de plantas superiores y a que, por necesidades derivadas de su uso, se trata de una planta mucho más diáfana. Aún en el caso de que la planta inferior tuviese una rigidez análoga a la de las superiores, durante los primeros instantes del sismo se produce la rotura de los cerramientos de las zonas más bajas del edificio, lo que provoca modificaciones bruscas de rigidez y por tanto una irregularidad en altura similar a la anteriormente descrita. Por lo tanto, las rigideces aportadas por los diferentes elementos no estructurales pueden cambiar durante la acción sísmica, debido a las grietas y roturas que van apareciendo sucesivamente.

Para la estructura definida anteriormente, se introduce una distribución uniforme en altura de cerramientos y particiones, con excepción de la planta baja del edificio. Los modelos o estados que el programa analiza automáticamente son dos: el modelo que únicamente considera los elementos estructurales y el modelo que incluye elementos estructurales e interacción de los mismos con elementos no estructurales, incluyéndose en el cálculo la rigidez de estos últimos.



Fig. 14.17. Modelos o estados de cálculo que se generan automáticamente.

El análisis dinámico modal espectral proporciona dos conjuntos de modos correspondientes a los dos estados considerados. Para cada estado las respuestas modales (esfuerzos, desplazamientos, distorsiones, etc.) se combinan mediante el método CQC para obtener la respuesta por hipótesis sísmica (Sismo X y Sismo Y) y por estado, de forma que se tienen en cuenta las siguientes hipótesis dinámicas:

- SISMO X (estado 1)
- SISMO X (estado 2)
- SISMO Y (estado 1)
- SISMO Y (estado 2)

En las combinaciones de la acción sísmica con el resto de acciones estáticas, se tienen en cuenta ambos estados, diseñando cada elemento estructural para la situación péssima a la que esté sometido.

A continuación se presentan algunos apartados del listado "Justificación de la acción sísmica" proporcionado por el

programa. Se muestran los dos juegos de modos calculados para los dos estados de la estructura considerados con sus correspondientes coeficientes de participación, porcentaje de masa desplazada en cada dirección y aceleración espectral asociada. Se plasma gráficamente la información de las tablas sobre los espectros de diseño utilizados en el cálculo, representándose los intervalos de los periodos estudiados para cada estado.

Observando estos resultados, los periodos del estado 2, en el que se considera el efecto de los elementos no estructurales, son menores que los periodos obtenidos en el estado 1, es decir, el modelo del estado 2 tiene mayor rigidez que el del estado 1.

En función de la mayor o menor rigidez de los modelos, los intervalos y, por tanto, las aceleraciones asociadas a ellos variarán. Además, los modos de vibración para cada estado son distintos, afectando a los elementos resistentes de forma diferente. De esto se deriva que un estado puede ser el pésimo para un determinado elemento resistente, pero no para otro.

1.3.1.- Estado 1								
Modo	T	$L_x$	$L_y$	$L_{xy}$	$M_x$	$M_y$	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	1.041	0.0589	0.7512	0.6575	0.44 %	70.76 %	R = 2 A = 0.887 m/s <sup>2</sup> D = 24.3542 mm	R = 2 A = 0.887 m/s <sup>2</sup> D = 24.3542 mm
Modo 2	0.953	0.7244	0.0739	0.6854	70.38 %	0.73 %	R = 2 A = 0.971 m/s <sup>2</sup> D = 22.3099 mm	R = 2 A = 0.971 m/s <sup>2</sup> D = 22.3099 mm
Modo 3	0.808	0.0276	0.0239	0.9993	1.85 %	1.39 %	R = 2 A = 1.145 m/s <sup>2</sup> D = 18.9207 mm	R = 2 A = 1.145 m/s <sup>2</sup> D = 18.9207 mm
Modo 4	0.359	0.0617	0.7742	0.6299	0.08 %	12.17 %	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 5.80754 mm	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 5.80754 mm
Modo 5	0.336	0.8943	0.078	0.4405	12.15 %	0.09 %	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 5.09148 mm	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 5.09148 mm
Modo 6	0.287	0.0102	0.0185	0.9998	0.04 %	0.15 %	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 3.71199 mm	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 3.71199 mm
Modo 7	0.218	0.0338	0.9649	0.2605	0.01 %	4.89 %	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 2.14044 mm	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 2.14044 mm
Modo 8	0.211	0.5627	0.0353	0.8259	4.9 %	0.02 %	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 1.99542 mm	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 1.99542 mm
Modo 9	0.176	0.0989	0.0545	0.9936	1.21 %	0.37 %	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 1.39927 mm	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 1.39927 mm
Modo 10	0.170	0.3035	0.5533	0.7758	0.71 %	2.36 %	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 1.30174 mm	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 1.30174 mm
Modo 11	0.159	0.1141	0.044	0.9925	1.35 %	0.2 %	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 1.14104 mm	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 1.14104 mm
Modo 12	0.137	0.0302	0.0123	0.9995	0.02 %	0 %	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 0.8396 mm	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 0.8396 mm
Total					93.15 %	93.13 %		

Fig. 14.18

**1.3.2.- Estado 2**

Modo	T	$L_x$	$L_y$	$L_{xy}$	$M_x$	$M_y$	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.454	0.0167	0.5747	0.8182	0.07 %	84.68 %	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 9.28634 mm	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 9.28634 mm
Modo 2	0.367	0.9948	0.0295	0.0971	94.31 %	0.08 %	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 6.0651 mm	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 6.0651 mm
Modo 3	0.314	0.0145	0.043	0.9991	0 %	5.77 %	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 4.44211 mm	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 4.44211 mm
Modo 4	0.155	0.0325	0.4259	0.9042	0.04 %	6.52 %	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 1.09384 mm	R = 2 A = 1.776 m/s <sup>2</sup> D = 1.09384 mm
Modo 5	0.119	0.5677	0.0638	0.8208	4.34 %	0.05 %	R = 2 A = 1.746 m/s <sup>2</sup> D = 0.62632 mm	R = 2 A = 1.746 m/s <sup>2</sup> D = 0.62632 mm
Modo 6	0.099	0.0193	0.0389	0.9991	0.05 %	0.18 %	R = 2 A = 1.691 m/s <sup>2</sup> D = 0.41919 mm	R = 2 A = 1.691 m/s <sup>2</sup> D = 0.41919 mm
Modo 7	0.093	0.0492	0.4443	0.8945	0.02 %	1.46 %	R = 2 A = 1.674 m/s <sup>2</sup> D = 0.36282 mm	R = 2 A = 1.674 m/s <sup>2</sup> D = 0.36282 mm
Modo 8	0.070	0.488	0.1323	0.8627	0.64 %	0.05 %	R = 2 A = 1.613 m/s <sup>2</sup> D = 0.20107 mm	R = 2 A = 1.613 m/s <sup>2</sup> D = 0.20107 mm
Modo 9	0.068	0.0676	0.3004	0.9514	0.03 %	0.53 %	R = 2 A = 1.608 m/s <sup>2</sup> D = 0.19107 mm	R = 2 A = 1.608 m/s <sup>2</sup> D = 0.19107 mm
Modo 10	0.058	0.0762	0.0829	0.9936	0.06 %	0.07 %	R = 2 A = 1.578 m/s <sup>2</sup> D = 0.13232 mm	R = 2 A = 1.578 m/s <sup>2</sup> D = 0.13232 mm
Modo 11	0.055	0.514	0.7108	0.4802	0.11 %	0.21 %	R = 2 A = 1.571 m/s <sup>2</sup> D = 0.12009 mm	R = 2 A = 1.571 m/s <sup>2</sup> D = 0.12009 mm
Modo 12	0.054	0.0681	0.1636	0.9842	0.05 %	0.3 %	R = 2 A = 1.569 m/s <sup>2</sup> D = 0.11701 mm	R = 2 A = 1.569 m/s <sup>2</sup> D = 0.11701 mm
Total					99.72 %	99.9 %		

Fig. 14.19. Tabla de coeficientes de participación para el estado 2.

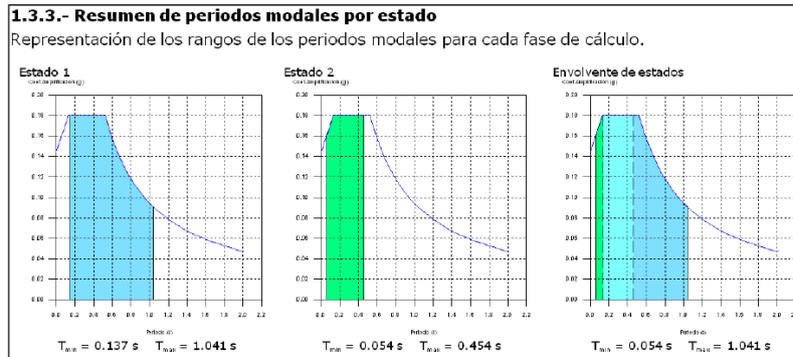


Fig. 14.20. Representación gráfica de los intervalos de periodos modales por estado. Superposición de los estados.

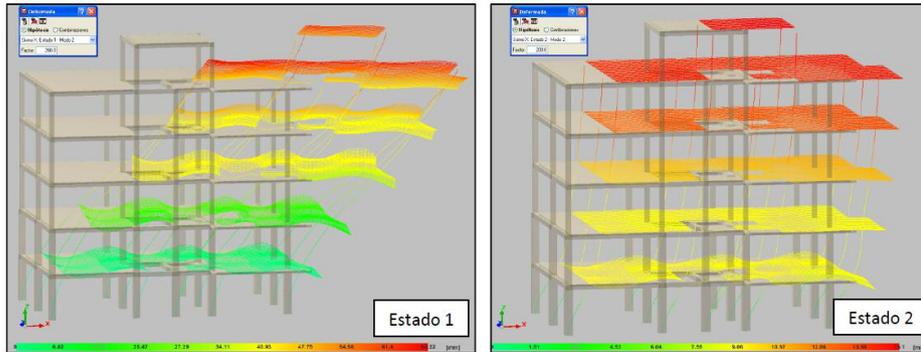


Fig. 14.21. Para la hipótesis SISMO X. Deformada asociada al modo que mayor masa desplaza en dirección X para cada estado.

En el listado “Esfuerzos y armados de pilares, pantallas y muros” se muestran los esfuerzos por modo y por estado para cada hipótesis sísmica.

**Esfuerzos y armados de pilares, pantallas y muros**  
Tabiques y fachadas modelados, en todos los forjados

**1.- SUMATORIO DE ESFUERZOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS POR HIPÓTESIS Y PLANTA**

- Sólo se tienen en cuenta los esfuerzos de pilares, muros y pantallas, por lo que si la obra tiene vigas con vinculación exterior, vigas inclinadas, diagonales o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.
- Este listado es de utilidad para conocer las cargas actuantes por encima de la cota de la base de los soportes sobre una planta, por lo que para casos tales como pilares apeados traccionados, los esfuerzos de dichos pilares tendrán la influencia no sólo de las cargas por encima sino también la de las cargas que recibe de plantas inferiores.

**1.1.- Resumen**

Planta	Cota (m)	Valores referidos al origen (X=0.00, Y=0.00)						
		Hipótesis	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Ox (t)	Oy (t)	T (t·m)
Cubierta	15.00	Peso propio	14.16	138.07	46.73	0.00	0.00	-0.00
		Cargas muertas	2.56	25.01	8.46	0.00	0.00	-0.00
		Sobrecarga de uso	2.56	25.01	8.46	0.00	0.00	-0.00
		Sismo X Estado 1 - Modo 1	0.00	0.01	-0.50	0.00	-0.17	-1.66
		Sismo X Estado 1 - Modo 2	-0.00	6.60	0.74	2.20	0.25	-5.19
		Sismo X Estado 1 - Modo 3	0.00	0.76	-0.23	0.25	-0.08	-1.17
		Sismo X Estado 1 - Modo 4	0.00	0.02	-0.64	0.01	-0.21	-2.11
		Sismo X Estado 1 - Modo 5	-0.00	-8.10	-0.83	-2.70	-0.28	6.56
		Sismo X Estado 1 - Modo 6	-0.00	-0.31	0.11	-0.10	0.04	0.55
		Sismo X Estado 1 - Modo 7	-0.00	0.02	0.31	0.01	0.10	0.98
		Sismo X Estado 1 - Modo 8	0.00	8.83	-0.28	2.94	-0.09	11.07
		Sismo X Estado 1 - Modo 9	0.00	1.99	-1.81	0.66	-0.60	-7.32
Sismo X Estado 1 - Modo 10	-0.00	-1.16	-2.43	-0.39	-0.81	-6.74		
Sismo X Estado 1 - Modo 11	-0.00	-2.29	0.69	-0.76	0.23	6.50		
Sismo X Estado 1 - Modo 12	-0.00	0.04	0.00	-0.01	0.00	-0.54		
Sismo X Estado 2 - Modo 1	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00		
Sismo X Estado 2 - Modo 2	-0.00	0.32	-0.01	0.11	-0.00	-0.41		
Sismo X Estado 2 - Modo 3	-0.00	0.01	-0.01	0.00	-0.00	-0.05		
Sismo X Estado 2 - Modo 4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01		
Sismo X Estado 2 - Modo 5	-0.00	-0.13	0.01	-0.04	0.00	0.19		
Sismo X Estado 2 - Modo 6	-0.00	-0.00	0.01	-0.00	0.00	0.02		
Sismo X Estado 2 - Modo 7	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01		
Sismo X Estado 2 - Modo 8	0.00	0.11	-0.01	0.04	-0.00	-0.15		
Sismo X Estado 2 - Modo 9	0.00	0.00	-0.01	0.00	-0.00	-0.03		
Sismo X Estado 2 - Modo 10	0.00	0.02	-0.04	0.01	-0.01	-0.13		
Sismo X Estado 2 - Modo 11	0.00	0.08	0.03	0.03	0.01	0.00		
Sismo X Estado 2 - Modo 12	-0.00	0.03	-0.01	-0.01	0.00	0.08		
Sismo Y Estado 1 - Modo 1	0.00	0.13	-6.37	0.04	-2.12	-21.12		
Sismo Y Estado 1 - Modo 2	-0.00	0.67	0.08	0.22	0.03	-0.53		
Sismo Y Estado 1 - Modo 3	0.00	0.66	-0.20	0.22	-0.07	-1.02		
Sismo Y Estado 1 - Modo 4	0.00	0.25	-7.99	0.08	-2.66	-26.49		
Sismo Y Estado 1 - Modo 5	-0.00	-0.71	-0.07	-0.24	-0.02	0.57		
Sismo Y Estado 1 - Modo 6	-0.00	-0.56	0.20	-0.19	0.07	1.01		
Sismo Y Estado 1 - Modo 7	-0.00	0.59	8.84	0.20	2.95	28.13		
Sismo Y Estado 1 - Modo 8	0.00	0.55	-0.02	0.18	-0.01	-0.69		

Fig. 14.22. Esfuerzos y armados de pilares, pantallas y muros

En los listados de comprobación de elementos, puede observarse que, para el cálculo de los mismos, se han tenido en cuenta las combinaciones de acciones estáticas y acciones dinámicas de uno y otro estado. De esta forma, diferentes hipótesis de comportamiento sísmico son abarcadas, tomando la pésima para el diseño del elemento. Por

ejemplo, se muestra a continuación la comprobación de “Agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)” para un mismo pilar en el tramo forjado 4 – cubierta y en el tramo cimentación – forjado 1, y se comprueba que la situación pésima en el primer caso se da para el estado 1, y en el segundo, para el estado 2.

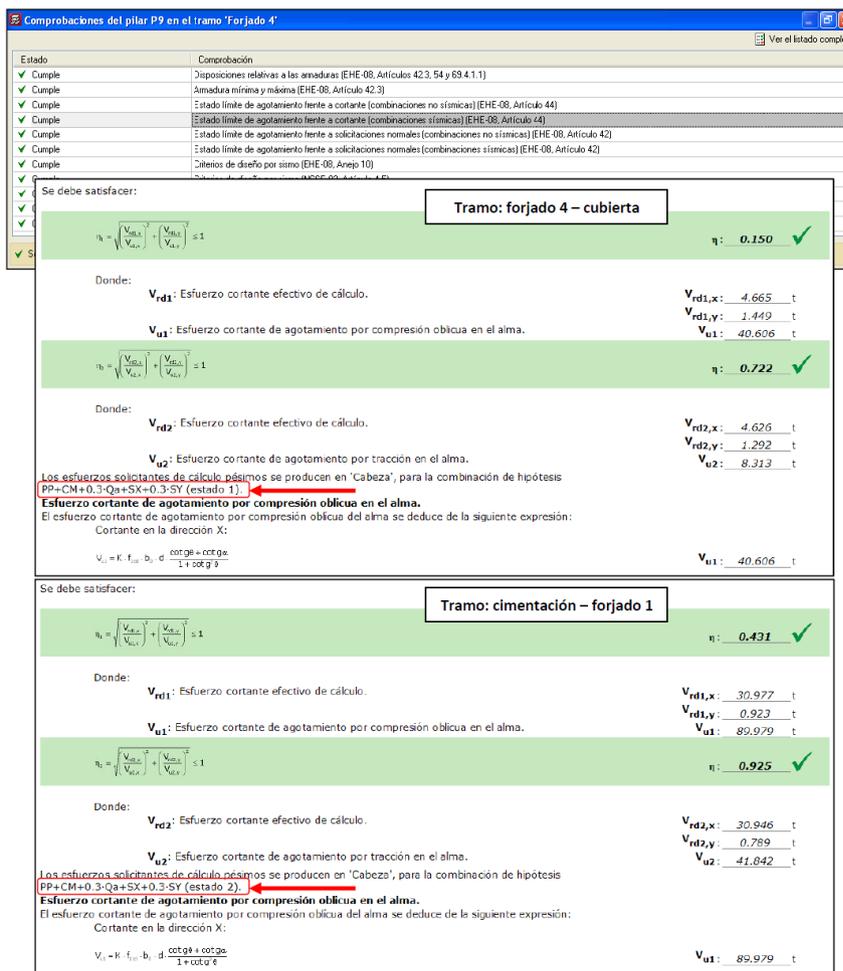


Fig. 14.23. Comprobación de “Agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) para el pilar P9

Para finalizar, se compara el cortante total en pilares por planta en cada dirección de análisis que produce la hipótesis de sismo para cada estado de rigidez considerado. Considerar el efecto o interacción de los elementos no estructurales permite tener en cuenta en el cálculo automáticamente la irregularidad de rigidez en altura. Cuando hay una distribución no uniforme entre plantas de las rigideces asociadas a los cerramientos, las fuerzas horizontales tienen mayor incidencia en los pilares de las plantas con menor rigidez, produciendo esfuerzos cortantes de elevada magnitud en los pilares. Si estos no están convenientemente diseñados, los esfuerzos pueden provocar su rotura frágil, lo que haría peligrar la estabilidad del edificio pudiendo llevarlo incluso al colapso.

En el presente ejemplo se trata el caso de la planta baja como planta diáfana (planta menos rígida). Se muestra en la siguiente gráfica la comparación del cortante total en pilares por planta que produce la hipótesis de sismo para cada estado de rigidez considerado. Se comprueba que, para el caso en el que se considera la irregularidad de rigidez los esfuerzos en la planta baja son mucho mayores que los obtenidos si no se considera dicha irregularidad, del orden de 2,3 veces superiores. Por lo que los resultados de cálculo generados antes de aplicar este nuevo método (sólo se proporcionaba el estado 1) quedaban del lado de la inseguridad, ya que se consideraban esfuerzos en dichas plantas inferiores a los que realmente se podían dar en la misma.

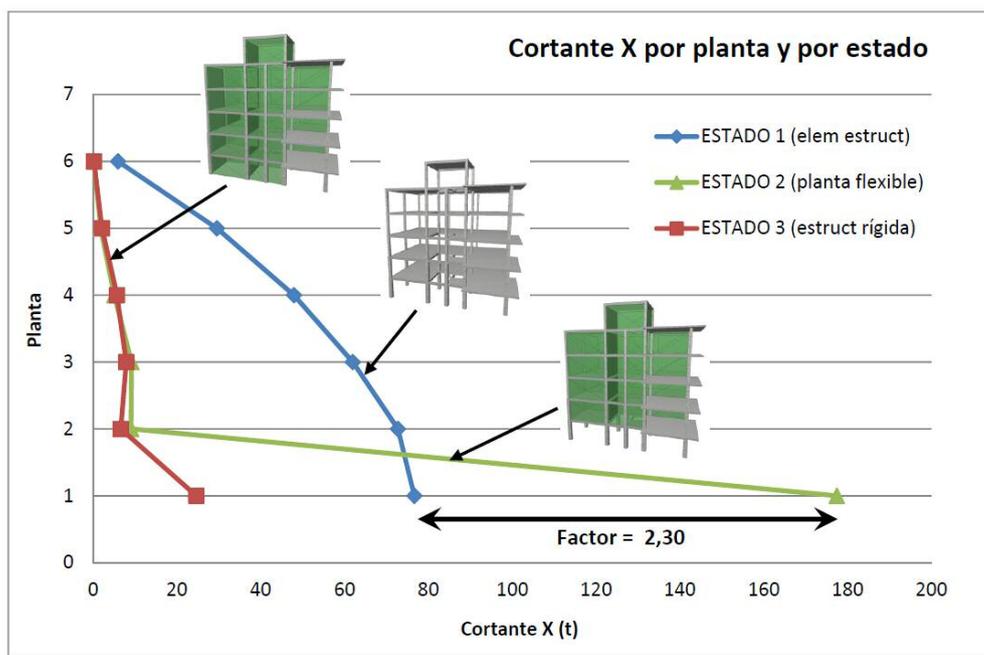


Fig. 14.24. Cortante X total por planta y estados. (Combinación modal=CQC; Combinación de direcciones =SRSS)

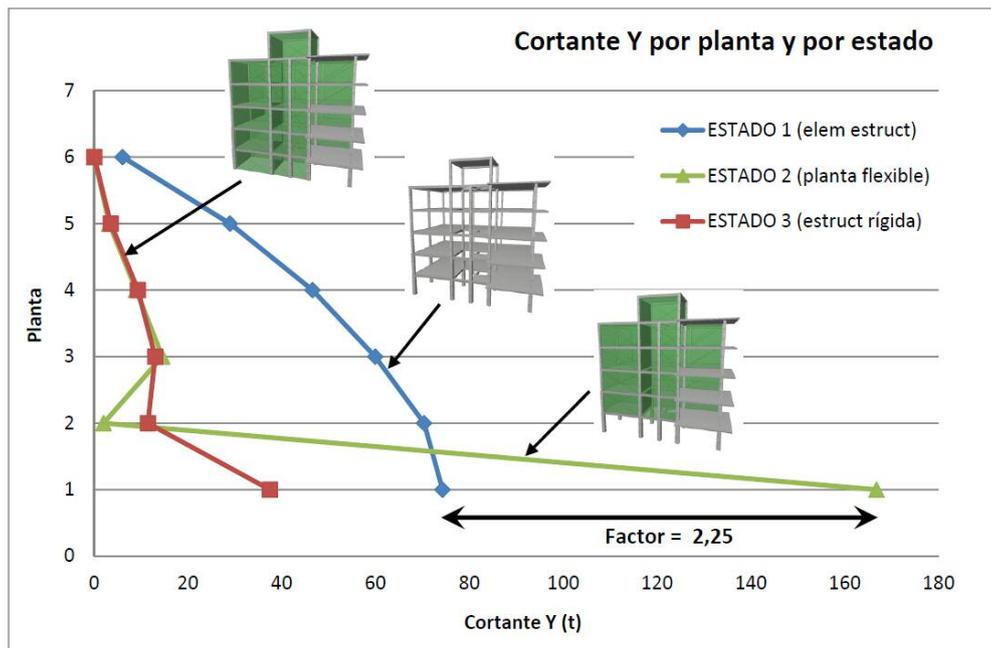


Fig. 14.25. Cortante Y total por planta y estados. (Combinación modal=CQC; Combinación de direcciones =SRSS)

Este efecto desfavorable no era tenido en cuenta en el cálculo hasta ahora y muchas normas ofrecen la posibilidad de simularlo amplificando los esfuerzos de la planta considerada como blanda-flexible-débil (soft-storey) por un determinado factor. Los cortantes y momentos resultantes del análisis de la estructura considerando sólo los elementos estructurales, se amplifican por un factor que varía en función de la norma sísmica considerada. La mejora que aporta el nuevo método es que el propio cálculo nos dice directamente qué planta es blanda, sin que el calculista tenga que determinarlo previamente. Y además, el factor de amplificación de esfuerzos no queda a juicio del calcu-

lista o se incluye de forma determinista en base a la norma. El propio cálculo nos proporciona dicho factor amplificador. Como se puede observar en el ejemplo, el factor obtenido por cálculo para la hipótesis SISMO X es 2.3, y para la hipótesis SISMO Y es 2.25. Estos valores entran dentro del rango de valores proporcionados por las normas para amplificar el cortante por el efecto "soft-storey", que oscila entre 1.5 y 2.5. Por tanto, el propio cálculo, al incluir la irregularidad de rigidez proporciona unos esfuerzos mayores en la planta menos rígida, sin necesidad de considerar el efecto de forma indirecta, amplificando determinados esfuerzos a posteriori.

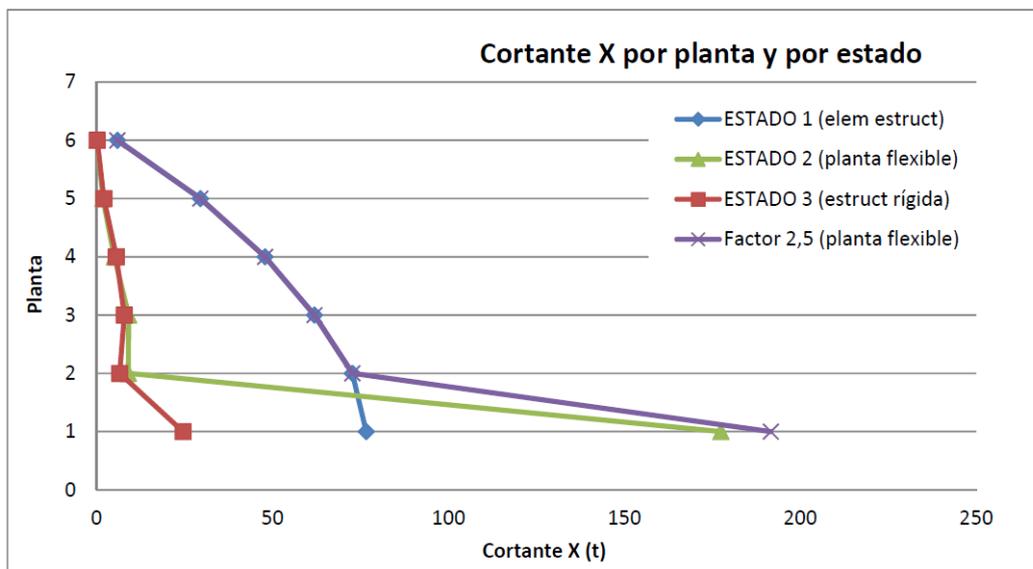


Fig. 14.26. Cortante X total por planta: por estados y considerando un factor de amplificación de 2.5 para los esfuerzos de la planta baja. (Combinación modal=CQC; Combinación de direcciones =SRSS)

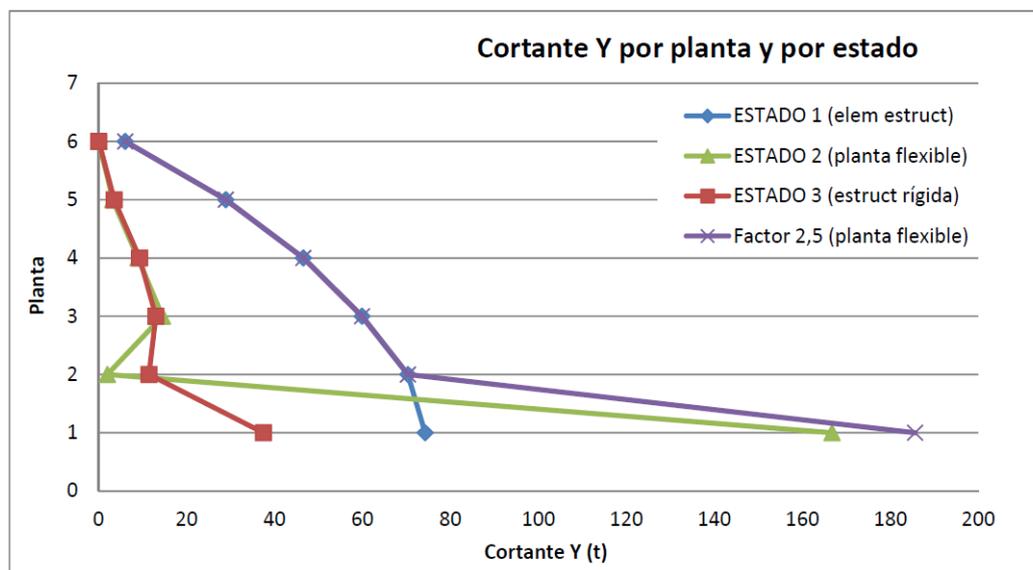


Fig. 14.27. Cortante Y total por planta: por estados y considerando un factor de amplificación de 2.5 para los esfuerzos de la planta baja. (Combinación modal=CQC; Combinación de direcciones =SRSS)

