

1. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

Dadas las dimensiones del solar y la solución arquitectónica planteada que obliga a realizar un sótano de gran profundidad, se plantea un edificio con una cimentación resuelta con muros de cimentación de diversos espesores en función de las distancias y los empotramientos de los forjados del techo de la planta bajo rasante. En las plantas alzadas, por razones estéticas, se continúa uno de los muros que nacen en la cimentación para constituir una de las fachadas del edificio.

La estructura prevista es la más sencilla encontrada para cumplir con la separación entre pilares prevista. Para salvar luces de más de 8 metros de luz se utilizarán forjados prefabricados aligerados. En la planta sótano usaremos la placa de forjado FARLAP (o similar) consistente en una placa de forjado alveolar aligerado con bovedilla de poliestireno. En las plantas alzadas, la solución elegida es un forjado aligerado tipo TERMACOL (o similar) con rotura de puente térmico en las viguetas. Para el cálculo de ambos se ha estado en contacto con la empresa suministradora, comprobándose la secciones utilizadas, así como los conectores necesarios. Las losas de las escaleras, tanto de la zona de zancas, como descansillos y encuentros con los forjados se harán con losas de hormigón armado de distintos espesores (18 centímetros los tramos inclinados y 18, 20 y 35 centímetros los descansillos y rellanos). La cubierta de la escalera principal y el torreón también usarán este sistema constructivo.

En el suelo de la planta baja, la zona de patio en la que está prevista la circulación de vehículos ligeros de transporte, se construirá una losa de hormigón armado de 20 centímetros de canto preparada para soportar las sobrecargas provocadas por los vehículos.

En el techo de la segunda planta (cubierta), se prevén dos sobrecargas superficiales correspondientes al grupo electrógeno y a la máquina de climatización.

1.1. ESTRUCTURA

Los pilares serán todos de hormigón armado cuadrados o rectangulares cuyas dimensiones dependerán de las luces entre pilares, la altura de los mismos, etc. Perimetralmente en la planta sótano habrá un muro de hormigón armado de espesores entre 35 y 45 centímetros para el apoyo perimetral de los diferentes forjados. El hormigón utilizado será HA-25/B/20/I en todos los pilares y HA-30/B/20/IIa+Qb en los muros en la planta sótano. En las plantas alzadas, en los muros se usará hormigón HA-25/B/20/IIa. El acero será B 500S. El nivel de control **estadístico** para el hormigón y **normal** para el acero. El control de la ejecución será **normal**.

Los pórticos entre pilares se realizarán con vigas de hormigón armado. En todas las plantas serán planas a excepción del techo de la segunda planta en el que para salvar el desnivel existente en el mismo forjado se prevén vigas de 63 centímetros de canto total. La losa de cubierta del hueco del ascensor debe estar sobreelevada respecto al suelo de la losa de la escalera de emergencia 31 centímetros. Por simplificar la construcción de las vigas en esa zona, se aumentará el canto de la viga entre las pantallas a 94 centímetros de canto en el interior del edificio y de 66 centímetros en fachada para coger con un solo elemento estructural los forjados de esa planta con sus diferentes cotas.

El hormigón utilizado será HA-25/B/20/I en todos los elementos estructurales no prefabricados. El acero será B 500S. El nivel de control **estadístico** para el hormigón y **normal** para el acero. El control de la ejecución será **normal**.

Se emplearán en esta obra diferentes tipos de forjados, en función de las luces a soportar, su adaptación a los paños existentes por la configuración del edificio y las cargas que deben soportar.

El techo de la planta sótano se resuelve con un forjado prefabricado aligerado tipo FARLAP o similar de 35 centímetros de espesor (30+5 cm de capa de compresión) en la zona en que continua el edificio en las plantas alzadas y con una losa de 20 centímetros de H.A. en el patio. Dicha losa tendrá una cota de terminación de 15 centímetros por debajo de la del forjado del resto de la planta de tal forma que queden enrasados por la cara baja y quede en la transición entre los dos forjados un quiebro de 15 centímetros que se aprovechará para que al poner las diferentes capas de impermeabilización, aislamiento y pavimento del patio. Los descansillos de la escalera serán de losa de hormigón armado, de 35 centímetros de espesor en la escalera de emergencia para mejorar su anclaje al resto de la estructura y en la zona de acceso del edificio desde el patio. El resto de descansillos serán de 20 centímetros de espesor, como la losa del patio y como continuación de ésta.

En el techo de las plantas baja, primera y segunda se colocará un forjado aligerado tipo TERMACOL o similar de 35 centímetros de espesor total (5 centímetros de capa de compresión). Los descansillos de las escaleras y el techo de la zona de la escalera de la segunda planta se resuelve con losas de hormigón armado de 18 centímetros en los descansillos (35 cm en la escalera de emergencia) y de 20 centímetros en la cubierta. En el techo de la planta segunda (cubierta) habrá un desnivel de 28 centímetros entre la zona del torreón y el resto de la cubierta.

El hormigón utilizado en todos los forjados será HA-25/B/20/I en todos los elementos estructurales no prefabricados. El acero será B 500S. El nivel de control **estadístico** para el hormigón y **normal** para el acero. El control de la ejecución será **normal**.

Para mejorar la estabilidad al fuego del forjado tipo TERMACOL, se reforzarán todos los vanos con una varilla de 10mm de diámetro de la misma longitud del vano para asegurarnos una estabilidad al fuego de 90 minutos. El resto de forjados, muros y pilares, dados los espesores de hormigón cumplen holgadamente con las estabilidades exigidas en el CTE DB-SI.

1.2.CIMENTACIÓN

En el Estudio Geotécnico se indica que el terreno es agresivo para el hormigón en la zona de rellenos antrópicos, por lo que será necesaria la utilización de hormigones aptos para un ambiente IIa+Qb en los muros en contacto con los rellenos antrópicos, por tanto, se resolverá toda la cimentación considerando dicho ambiente. El nivel freático no se detecta en el sondeo. La solución recomendada por el Estudio Geotécnico para resolver la cimentación del edificio es mediante zapatas aisladas o corridas y la profundidad recomendada para el apoyo en la capa de gravas que se encuentra a partir de 1,80 metros de profundidad. La tensión máxima admisible será de 0,30 N/mm² y los asentamientos diferenciales previstos de menos de 1 centímetro para zapatas de 2x2 metros.

El terreno podrá excavarse con una retroexcavadora potente y los taludes permanecerán subverticales durante algún tiempo, debiendo comprobar en obra el comportamiento de las capas de rellenos más superficiales, dada su naturaleza antrópica.

Por las profundidades a las que vamos a excavar y dado que el medianil existente no tiene sótanos, se realizará la excavación mediante bataches. El proceso constructivo de los mismos será el siguiente:

-primero se excavará hasta la cota de cimentación el centro del solar dejando todos los laterales de la obra con un talud 1H:2V en las zonas que da a las aceras o el andador y 1H:1V en el lateral del medianil que permita soportar las cargas existentes transmitidas por las aceras y el medianil existente al terreno. En las zonas marcadas y en el orden indicado por fases (1, 2 y 3) se vaciará por completo el terreno y se procederá a la ejecución de ese tramo de zapata y muro con la mayor brevedad posible. Una vez ejecutado el muro, comprobado que la resistencia adquirida es la suficiente (se dejará 100 horas frente a las 30 que indica la EHE para temperaturas del hormigón de 2°C). El apuntalamiento de los muros se mantendrán hasta el momento en que se desencofren los forjados que arriostren las cabezas o tramos intermedios de los muros.

-una vez adquirida la resistencia de los muros ejecutados en la fase 1, se procederá a vaciar y a ejecutar las zonas denominadas fase 2. Se repetirán las labores de encofrado, desencofrado y apuntalado de los muros ejecutados en la fase 2 de igual que en la fase 1, dejándolos apuntalados hasta que los forjados adquieran la resistencia prevista.

-por último, se procederá de igual forma con los tramos restantes denominados fase 3.

-es muy importante que las labores se realicen cuando no haya previsiones de lluvia, al menos durante la excavación de las fases y hormigonado de los muros de dichas fases. Una vez empezado un tramo, se ejecutará de forma continua y con la mayor celeridad posible, dejando las esperas preparadas para el anclaje de las posteriores fases.

En la ejecución del muro, no se prevén juntas de retracción, ni de dilatación porque en la unión entre fases de hormigonado estaremos generando juntas de trabajo cada distancias mucho menores a los 7,5 metros. Dichas juntas se prepararán a "boca de lobo" según los detalles de los planos, dejando la armadura pasante.

A continuación se recoge un resumen del Estudio Geotécnico en el siguiente cuadro:

Estudio geotécnico realizado

Generalidades:	El análisis y dimensionamiento de la cimentación exige el conocimiento previo de las características del terreno de apoyo, la tipología del edificio previsto y el entorno donde se ubica la construcción.	
Empresa:	LABORATORIO DE ENSAYOS TÉCNICOS. Polígono Industrial Valdeconsejo C/Aneto, parcela nº 8, 50410 Cuarte de Huerva (Zaragoza) Tfno: 976 56 68 75	
Nombre del autor/es firmantes: Titulación/es:	Begoña Fernández Gayán , Geólogo Octavio Plumed Parrilla, Ingeniero de Caminos Javier Prats Rivera, Ingeniero de Caminos	
Número de Sondeos:	1 sondeo (S.P.T) y 2 penetraciones	
Descripción de los terrenos:	En el sondeo se han encontrado tres estratos: -Hasta 1,80 m de profundidad: RELLENOS ANTRÓPICOS. Limos arcillosos de color marrón oscuro con cantos englobados y cascotes -Cotas entre 1,80~2,00 m de profundidad: RECUBRIMIENTO CUATERNARIO: gravas poligénicas acrílico-arenosas de color marrón. -Cotas entre 2,00~9,00 m de profundidad: gravas con cantos subredondeados y planares de naturaleza poligénica y granítica en matriz arenosa, a tramos limo-arenosa. De 3,40 a 3,60 m se observa una intercalación de arenas de grano grueso.	
Resumen	Cota de cimentación	-6.27 (respecto a la rasante)

parámetros geotécnicos:	Estrato previsto para cimentar	Gravas subredondeadas
	Nivel freático	No detectado
	Tensión admisible considerada	0,3N/mm ² -3,0 Kg/cm ²
	Peso específico del terreno: rellenos	$\gamma=1,8 \text{ T/m}^3$ (18 kN/m ³)
	gravas	$\gamma=2,0 \text{ T/m}^3$ (20 kN/m ³)
	Angulo de rozamiento interno del terreno: rellenos	$\phi=28^\circ$
	gravas	$\phi=36^\circ$
	Coeficiente de empuje en reposo	$K' = 1 - \tan^2 \phi$ (estudio geotécnico)
	Cohesión del terreno: rellenos	$c' = 0 \text{ T/m}^3$ (18 kN/m ³)
	gravas	$c' = 0 \text{ T/m}^3$ (18 kN/m ³)
	Coeficiente de Balasto	No facilitado

El hormigón utilizado será HA-30/B/20/IIa+Qb en todas las zapatas y muros. El acero será B 500S. El nivel de control **estadístico** para el hormigón y **normal** para el acero. El control de la ejecución será **normal**.

1.3.MÉTODO DE CÁLCULO

1.3.1.HORMIGÓN ARMADO

Para la obtención de las solicitaciones se ha considerado los principios de la Mecánica Racional y las teorías clásicas de la Resistencia de Materiales y Elasticidad.

El método de cálculo aplicado es de los Estados Límites, en el que se pretende limitar que el efecto de las acciones exteriores ponderadas por unos coeficientes, sea inferior a la respuesta de la estructura, minorando las resistencias de los materiales.

En los estados límites últimos se comprueban los correspondientes a: equilibrio, agotamiento o rotura, adherencia, anclaje y fatiga (si procede).

En los estados límites de utilización, se comprueba: deformaciones (flechas), y vibraciones (si procede).

Definidos los estados de carga según su origen, se procede a calcular las combinaciones posibles con los coeficientes de mayoración y minoración correspondientes de acuerdo a los coeficientes de seguridad definidos en el art. 12º de la norma EHE y las combinaciones de hipótesis básicas definidas en el art 4º del CTE DB-SE.

Situaciones no sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

Situaciones sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

La obtención de los esfuerzos en las diferentes hipótesis simples del entramado estructural, se harán de acuerdo a un cálculo lineal de primer orden, es decir admitiendo proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, el principio de superposición de acciones, y un comportamiento lineal y geométrico de los materiales y la estructura.

Para la obtención de las solicitaciones determinantes en el dimensionado de los elementos de los forjados (vigas, viguetas, losas, nervios) se obtendrán los diagramas envolventes para cada esfuerzo.

Para el dimensionado de los soportes se comprueban para todas las combinaciones definidas.

1.3.2.ACERO LAMINADO Y CONFORMADO

Se dimensiona los elementos metálicos de acuerdo a la norma CTE SE-A (Seguridad estructural: Acero), determinándose coeficientes de aprovechamiento y deformaciones, así como la estabilidad, de acuerdo a los principios de la Mecánica Racional y la Resistencia de Materiales.

Se realiza un cálculo lineal de primer orden, admitiéndose localmente plastificaciones de acuerdo a lo indicado en la norma.

ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURA – CENTRO DE CONVIVENCIA DE PERSONAS MAYORES DE MONTAÑANA

La estructura se supone sometida a las acciones exteriores, ponderándose para la obtención de los coeficientes de aprovechamiento y comprobación de secciones, y sin mayorar para las comprobaciones de deformaciones, de acuerdo con los límites de agotamiento de tensiones y límites de flecha establecidos.

Para el cálculo de los elementos comprimidos se tiene en cuenta el pandeo por compresión, y para los flectados el pandeo lateral, de acuerdo a las indicaciones de la norma.

1.4. CÁLCULOS POR ORDENADOR

Para la obtención de las solicitaciones y dimensionado de los elementos estructurales, se ha dispuesto de un programa informático de ordenador.

Para el cálculo de la cimentación, elementos verticales y forjados se ha utilizado el programa informático **CYPECAD** versión **2008.1.h** de la empresa CYPE INGENIEROS S.A.

1.5. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES A UTILIZAR

Los materiales a utilizar así como las características definitorias de los mismos, niveles de control previstos, así como los coeficientes de seguridad, se indican en el siguiente cuadro:

1.5.1. HORMIGONES

	Cimentación	Soportes (Comprimidos)	Forjados (Flectados)
Resistencia Característica a los 28 días: f_{ck} (N/mm ²)	30	25	25
Tipo de cemento (RC-03)	CEM I/32.5 N SR	CEM I/32.5 N	CEM I/32.5 N
Cantidad máxima/mínima de cemento (kp/m ³)	400/300	400/250	400/250
Relación agua/cemento (a/c)	0,55	0,65	0,65
Tamaño máximo del árido (mm)	20	20	20
Tipo de ambiente (agresividad)	Ila+Qb	I	I
Consistencia del hormigón	Blanda	Blanda	Blanda
Asiento Cono de Abrams (cm)	6 a 9	6 a 9	6 a 9
Sistema de compactación	Vibrado	Vibrado	Vibrado
Nivel de Control Previsto	Estadístico	Estadístico	Estadístico
Coeficiente de Minoración	1.5	1.5	1.5
Resistencia de cálculo del hormigón: f_{cd} (N/mm ²)	20.00	16.66	16.66

1.5.2. ACERO EN BARRAS

	Toda la obra
Designación	B-500-S
Límite Elástico (N/mm ²)	500
Nivel de Control Previsto	Normal
Coeficiente de Minoración	1.15
Resistencia de cálculo del acero (barras): f_{yd} (N/mm ²)	434.78

1.5.3. ACERO EN MALLAZOS

	Toda la obra
Designación	B-500-T
Límite Elástico (N/mm ²)	500

1.5.4. EJECUCIÓN

	Toda la obra
A. Nivel de Control previsto	Normal
B. Coeficiente de Mayoración de las acciones desfavorables Permanentes/Variables	1.5/1.6

1.5.5. ACEROS LAMINADOS

		Toda la obra
Acero en Perfiles	Clase y Designación	S275 JR
	Límite Elástico (N/mm ²)	275
Acero en Chapas	Clase y Designación	S275 JR
	Límite Elástico (N/mm ²)	275

1.5.6. ACEROS CONFORMADOS

		Toda la obra
Acero en Perfiles	Clase y Designación	S235 JR
	Límite Elástico (N/mm ²)	235
Acero en Placas y Paneles	Clase y Designación	S235 JR
	Límite Elástico (N/mm ²)	235

1.5.7. UNIONES ENTRE ELEMENTOS

		Toda la obra
Sistema y Designación	Soldaduras	
	Tornillos Ordinarios	A-4t
	Tornillos Calibrados	A-4t
	Tornillo de Alta Resist.	A-10t
	Pernos o Tornillos de Anclaje	B-500-S

1.6. ENSAYOS A REALIZAR

Hormigón Armado. De acuerdo a los niveles de control previstos, se realizarán los ensayos pertinentes de los materiales, acero y hormigón según se indica en la norma Cap. XV, art. 82 y siguientes.

Aceros estructurales. Se harán los ensayos pertinentes de acuerdo a lo indicado en el capítulo 12 del CTE SE-A.

1.7. ASIENTOS ADMISIBLES Y LÍMITES DE DEFORMACIÓN

Asientos admisibles de la cimentación. De acuerdo a la norma CTE SE-C, artículo 2.4.3, y en función del tipo de terreno, tipo y características del edificio, se considera aceptable los asientos máximos admisibles previstos. Según datos del estudio geotécnico, el asiento previsible será inferior a 1 centímetro.

Límites de deformación de la estructura. Según lo expuesto en el artículo 4.3.3 de la norma CTE SE, se han verificado en la estructura las flechas de los distintos elementos. Se ha verificado tanto el desplome local como el total de acuerdo con lo expuesto en 4.3.3.2 de la citada norma.

Según el CTE. Para el cálculo de las flechas en los elementos flectados, vigas y forjados, se tendrán en cuenta tanto las deformaciones instantáneas como las diferidas, calculándose las inercias equivalentes de acuerdo a lo indicado en la norma.

Para el cálculo de las flechas se ha tenido en cuenta tanto el proceso constructivo, como las condiciones ambientales, edad de puesta en carga, de acuerdo a unas condiciones habituales de la práctica constructiva en la edificación convencional. Por tanto, a partir de estos supuestos se estiman los coeficientes de flecha pertinentes para la determinación de la flecha activa, suma de las flechas instantáneas más las diferidas producidas con posterioridad a la construcción de las tabiquerías.

ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURA – CENTRO DE CONVIVENCIA DE PERSONAS MAYORES DE MONTAÑANA

En los elementos se establecen los siguientes límites:

Flechas relativas para los siguientes elementos				
Tipo de flecha	Combinación	Tabiques frágiles	Tabiques ordinarios	Resto de casos
1.-Integridad de los elementos constructivos (ACTIVA)	Característica G+Q	1/500	1/400	1/300
2.-Confort de usuarios (INSTANTÁNEA)	Característica de sobrecarga Q	1/350	1/350	1/350
3.-Apariencia de la obra (TOTAL)	Casi-permanente G+ψ₂Q	1/300	1/300	1/300

Desplazamientos horizontales	
Local	Total
Desplome relativo a la altura entre plantas: $\delta / h < 1/250$	Desplome relativo a la altura total del edificio: $\delta / H < 1/500$

2. ACCIONES ADOPTADAS EN EL CÁLCULO

2.ACCIONES GRAVITATORIAS

2.1.CARGAS SUPERFICIALES

2.1.1.PESO PROPIO DEL FORJADO

Se ha dispuesto los siguientes tipos de forjados:

Forjados unidireccionales. La geometría básica a utilizar en cada nivel, así como su peso propio será:

Forjado	Tipo	Entre ejes de viguetas (cm)	Canto Total (cm)	Altura de placa o bovedilla (cm)	Capa de Compresión (cm)	P. Propio (KN/m ²)
Techo sótano 1	FARLAP	120	35	30	5	4,26
Techo sótano 1	Losa H.A.	----	20	----	----	5,00
Techo altillo	Losa H.A.	----	18	----	----	4,50
Techo P. baja	TERMACOL	120	35	3+27	5	2,75
Techo P. primera	TERMACOL	120	35	3+27	5	2,75
Techo P. segunda	TERMACOL	120	35	3+27	5	2,75
Techo torreón	Losa H.A.	----	20	----	----	5,00

2.1.2.PAVIMENTOS Y REVESTIMIENTOS

Planta	Zona	Carga en KN/m ²
Plantas habitables	Todas las zonas	1.5
Cubierta y torreón	Protección impermeabilización	2.5

ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURA – CENTRO DE CONVINCENCIA DE PERSONAS MAYORES DE MONTAÑANA

2.1.3.SOBRECARGA DE TABIQUERÍA

Planta	Zona	Carga en KN/m ²
Todas las plantas	Todas las zonas	1,00
Cubierta y torrón	No procede	---

2.1.4.SOBRECARGA DE USO

Planta	Zona	Carga en KN/m ²
Techo sótano	Todas las zonas	3.1
Techo baja	Todas las zonas	3.1
Techo primera	Todas las zonas	3.1
Techo segunda	Todas las zonas	1.5
Techo torrón	Todas las zonas	1.5

2.1.5.SOBRECARGA DE NIEVE

Planta	Zona	Carga en KN/m ²
Cubierta	Incluida en sobrecarga de uso	---

2.1.6.SOBRECARGA DE INSTALACIONES

Planta	Zona	Carga en KN/m ²
Acceso vehículos patio	Patio suelo planta baja	1.9 + Sobrecarga de uso
Enfriadora en cubierta	Ver plano	3.5 + Sobrecarga de uso
Grupo electrógeno en cubierta	Ver plano	6.5 + Sobrecarga de uso

2.2.CARGAS LINEALES

2.2.1.PESO PROPIO DE LAS FACHADAS

Planta	Zona	Carga en KN/ml
Todas las plantas	Toda	8

2.2.2.PESO PROPIO DE LAS PARTICIONES PESADAS

Planta	Zona	Carga en KN/ml
Todas las plantas	No procede	-----

2.2.3.SOBRECARGA EN VOLADIZOS

Planta	Zona	Carga en KN/ml
Todas las plantas	Toda	2

2.3.CARGAS HORIZONTALES EN BARANDAS Y ANTEPECHOS

Planta	Zona	Carga en KN/ml
Todas las plantas	Toda	1

3.ACCIONES DEL VIENTO

Para la determinación de las cargas de viento se tendrá en cuenta:

ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURA – CENTRO DE CONVIVENCIA DE PERSONAS MAYORES DE MONTAÑANA

3.1. GRADO DE ASPEREZA

El grado de aspereza en el que se encuentra el edificio es el tipo **IV** (zona urbana en general, industrial y forestal).

3.2. ZONA EÓLICA (SEGÚN CTE DB-SE-AE)

La zona eólica según el mapa de presiones dinámicas del Anejo D de la CTE DB-SE-AE es **zona B**.

4. ACCIONES TÉRMICAS Y REOLÓGICAS

De acuerdo a la CTE DB SE-AE, se han tenido en cuenta en el diseño de las juntas de dilatación, en función de las dimensiones totales del edificio.

Se ha limitado la longitud sin juntas de dilatación a menos de 40 metros por lo que no es necesario considerar esfuerzos en la estructura debidos a dilataciones de la misma.

5. ACCIONES SÍSMICAS

De acuerdo a la norma de construcción sismorresistente NCSE-02, por el uso y la situación del edificio, en el término municipal de Zaragoza, no es necesario considerar las acciones sísmicas dado que la aceleración básica es inferior a 0,04.

6. COMBINACIONES DE ACCIONES CONSIDERADAS

6.1. HORMIGÓN ARMADO

Hipótesis y 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 se realizará el cálculo de las combinaciones posibles del modo siguiente:

▪ E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-CTE

▪ Situaciones no sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

▪ Situaciones sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (γ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (γ_p)	Acompañamiento (γ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.50	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.60	1.00	0.70
Viento (Q)	0.00	1.60	1.00	0.60
Nieve (Q)	0.00	1.60	1.00	0.50
Sismo (A)				
Situación 2: Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (γ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (γ_p)	Acompañamiento (γ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00

ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURA – CENTRO DE CONVIVENCIA DE PERSONAS MAYORES DE MONTAÑANA

Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.30	0.30
Viento (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.30(*)

(*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

▪ **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-CTE**

▪ **Situaciones no sísmicas**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

▪ **Situaciones sísmicas**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (γ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (γ_p)	Acompañamiento (γ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.60	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.60	1.00	0.70
Viento (Q)	0.00	1.60	1.00	0.60
Nieve (Q)	0.00	1.60	1.00	0.50
Sismo (A)				

Situación 2: Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (γ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (γ_p)	Acompañamiento (γ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.30	0.30
Viento (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.30(*)

(*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

6.2.ACERO LAMINADO

▪ E.L.U. de rotura. Acero laminado: CTE DB-SE A

▪ Situaciones no sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

▪ Situaciones sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (γ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (γ_p)	Acompañamiento (γ_a)
Carga permanente (G)	0.80	1.35	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.50	1.00	0.70
Viento (Q)	0.00	1.50	1.00	0.60
Nieve (Q)	0.00	1.50	1.00	0.50
Sismo (A)				

Situación 2: Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (γ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (γ_p)	Acompañamiento (γ_a)
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.30	0.30
Viento (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.30(*)

(*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

6.3.ACERO CONFORMADO

Se aplican los mismos coeficientes y combinaciones que en el acero laminado.

E.L.U. de rotura. Acero laminado: CTE DB-SE A

6.4.MADERA

Se aplican los mismos coeficientes y combinaciones que en el acero laminado y conformado.

E.L.U. de rotura. Madera: CTE DB-SE M

6.5.ACCIONES CARACTERISTICAS

- **Tensiones sobre el terreno** (para comprobar tensiones en zapatas, vigas y losas de cimentación)
- **Desplazamientos** (para comprobar desplomes)

- **Situaciones no sísmicas**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- **Situaciones sísmicas**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

Situación 1: Acciones variables sin sismo			Situación 2: Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)			Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable		Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.00	1.00	Carga permanente (G)	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	Sobrecarga (Q)	0.00	1.00
Viento (Q)	0.00	1.00	Viento (Q)	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00	Nieve (Q)	0.00	1.00
Sismo (A)			Sismo (A)	-1.00	1.00

7. CÁLCULOS POR ORDENADOR

7. TIPO DE ANÁLISIS EFECTUADO POR EL PROGRAMA

7.1.DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS EFECTUADO POR EL PROGRAMA

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.

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.

7.2. DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura se discretiza en elementos tipo barra (estructuras 3d integradas), empujados de barras y nudos, y elementos finitos triangulares de la siguiente manera:

- ♦ **1. Pilares:** Son barras verticales entre cada planta, definiendo 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. La longitud de la barra es la altura o distancia libre a cara de otros elementos.
- ♦ **2. 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 en el eje y en los bordes laterales y, análogamente, en las puntas de voladizos y 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. Siempre poseen tres grados de libertad, manteniendo la hipótesis de diafragma rígido entre todos los elementos que se encuentren en contacto. Por ejemplo, una viga continua que se apoya en varios pilares, aunque no tenga forjado, conserva la hipótesis de diafragma rígido. Pueden ser de hormigón armado o metálicas en perfiles seleccionados de biblioteca.
- ♦ **2.1. 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 anexo de Losas y vigas de cimentación).
- ♦ **3. Forjados de Placas Aligeradas.** Son forjados unidireccionales discretizados por barras cada 40 cm. Las características geométricas y sus propiedades 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.
- ♦ **4. 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.

7.3. CONSIDERACIÓN DEL TAMAÑO DE LOS NUDOS

Se crea, por tanto, un conjunto de nudos generales rígidos de dimensión finita en la intersección de pilares y vigas cuyos nudos asociados son los definidos en las intersecciones de los elementos de los forjados en los bordes de las vigas y de todos ellos en 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 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 (2) se consideran infinitamente rígidas.

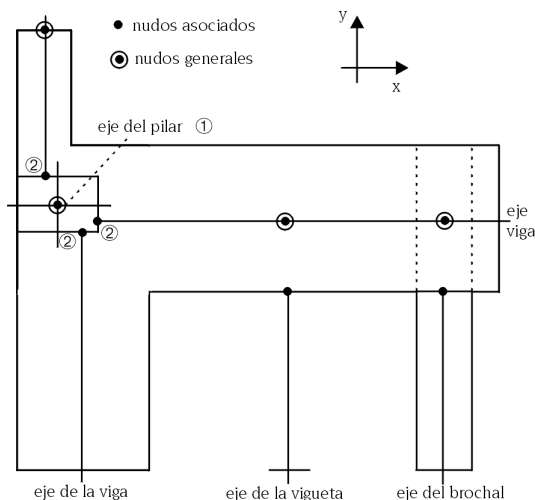


Fig 2

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 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 3).

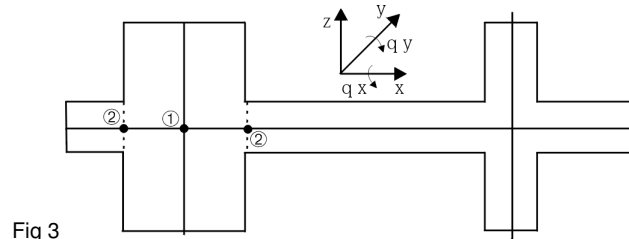


Fig 3

7.4. 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 4).

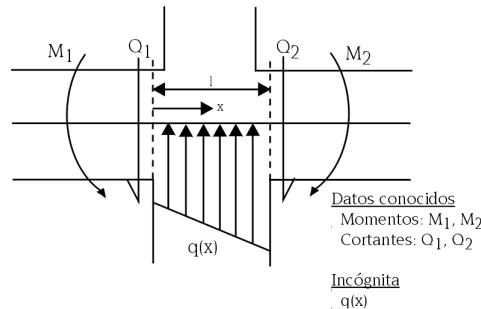


Fig 4

Datos conocidos: - momentos: M_1, M_2
- cortantes: Q_1, Q_2

Incógnita: $q(x)$

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:

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

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

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

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

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

Las leyes de esfuerzos son de la siguiente forma (Fig 5):

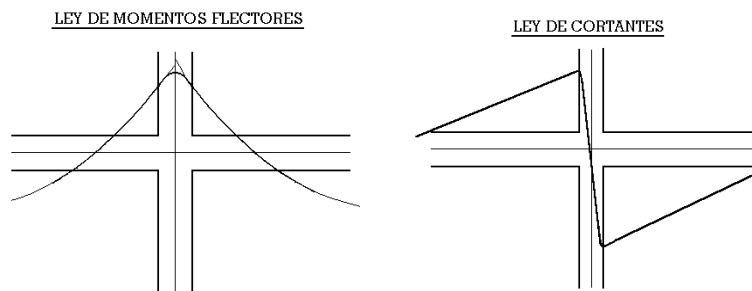


Fig 5

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 art. 18.2.2. de la EHE dice: *Salvo justificación especial se considerará como luz de cálculo la distancia entre ejes de apoyo. Comentarios: En aquellos casos en los que la dimensión del apoyo es grande, puede tomarse simplificada 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 y 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, dependiendo 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.

8. MÉTODO DE COMPROBACIÓN A PANDEO

Para el cálculo a pandeo se expone a continuación los principios básicos utilizados por el programa:

Coeficientes de pandeo por planta en cada dirección.

1. Pilares de hormigón.
2. Pilares de acero.

Estos coeficientes pueden definirse por planta y por cada pilar independientemente. El programa asume el valor $\alpha = 1$ (también llamado β) 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. Recuerde que se define un coeficiente de pandeo por planta y otro por pilar en cabeza y pie, que se multiplican, obteniendo el coeficiente de cálculo definido.

Observe el siguiente caso, 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:

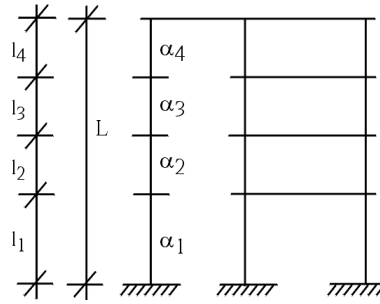


Fig 6

Cuando un pilar está desconectado en ambas direcciones y en varias plantas consecutivas, 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_o , el programa tomará el máximo valor de α 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 $l_o = \alpha \cdot l$ (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 , $l_{oi} = \alpha_i \cdot l_i$, no conociendo el hecho de la desconexión. Por tanto, si deseamos hacerla efectiva, en la dirección donde está desconectado, debemos conseguir el valor de cada α_i , de forma que:

Sea α 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:

$$l_{o3} = \alpha_3 \cdot l_3 = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + l_4}{l_3} \cdot \alpha \cdot l_3 = (l_1 + l_2 + l_3 + l_4) \cdot \alpha = \alpha \cdot l$$

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.

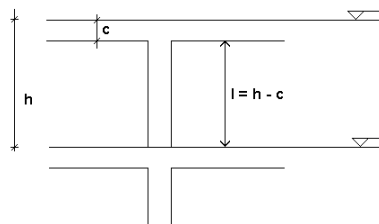


Fig 7

El valor final de α de un pilar es el producto del α de la planta por el α del tramo.

Queda a juicio del proyectista la variación de los valores de α 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.

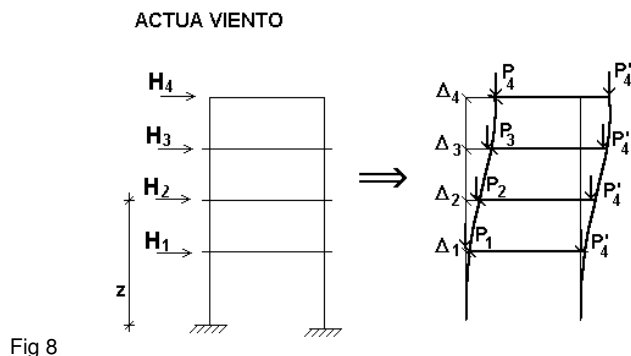
Consideración de Efectos de 2º Orden. De forma potestativa se puede considerar, cuando se define hipótesis de **Viento** o **Sismo**, el cálculo de la amplificación de esfuerzos producidos por la actuación de dichas cargas horizontales. Es aconsejable activar esta opción en el cálculo.

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 Δ_{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 8).

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:

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



De la misma forma se define un momento por efecto **P-delta**, $M_{p\Delta}$, debido a las cargas transmitidas por los forjados a los pilares P_{ij} , para cada una de las hipótesis gravitatorias (k) definidas, por los desplazamientos debidos a la acción horizontal Δ_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 $C_K = \frac{M_{p\Delta k}}{M_{HK}}$ 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 γ_z y se calcula como:

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

siendo

γ_{tqi} : coeficiente de mayoración de cargas permanentes de la hipótesis i

γ_{tqj} : coeficiente de mayoración de cargas variables de la hipótesis j

γ_z : coeficiente de estabilidad global

Para el cálculo de los desplazamientos debido a cada hipótesis de acciones horizontales, hay que recordar que hemos hecho un cálculo en primer orden, con las secciones brutas de los elementos. Si se está calculando los esfuerzos para el dimensionado en estados límites últimos, parecería lógico que el cálculo de los desplazamientos en rigor se deberían calcular 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, lo que 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 supone un aumento de los desplazamientos, ya que son inversamente proporcionales. El programa solicita como dato ese aumento o "factor multiplicador de los desplazamientos" para tener en cuenta esa reducción de la rigidez.

En este punto no existe un criterio único, dejando a juicio del proyectista el valor que considere oportuno 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:

$$\text{Rigidez-reducida} = 0.90 \cdot 0.70 \cdot \text{Rigidez-bruta} = 0.63 \cdot \text{Rigidez-bruta}.$$

Como los desplazamientos son inversos de la rigidez, el factor multiplicador de los desplazamientos será $= 1 / 0.63 = 1.59$, valor que se introducirá como dato en el programa. Como norma de buena práctica se suele considerar que si γ_z es mayor que 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 γ_z es menor que 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 γ_z a 1.3.

ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURA – CENTRO DE CONVINCENCIA DE PERSONAS MAYORES DE MONTAÑANA

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 un 50%, o lo que es lo mismo, un coeficiente amplificador de los desplazamientos = $1 / 0.50 = 2.00$. Para este supuesto se puede considerar que si γ_z es mayor que 1.50, se debe rigidizar más la estructura en esa dirección, ya que la estructura es muy deformable y poco estable en esa dirección. Si γ_z es menor que 1.35, su efecto será pequeño y prácticamente despreciable.

En la norma *ACI-318-95*, existe el índice de estabilidad por planta **Q**, 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:

Coficiente multiplicador de los desplazamientos = 2

Límite para el coeficiente de estabilidad global = 1.5

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

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 γ_z tienda a ∞ o, lo que es lo mismo en la fórmula, que se convierte en cero o negativo porque:

$$\sum (\gamma_{tgi} \cdot c_i + \gamma_{tgi} \cdot c_i) \geq 1$$

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 hemos 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, obteniendo 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, y en su caso podrá optar por la aplicación rigurosa de la norma correspondiente.

8.1. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO. 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 su consulta en el manual. Citaremos a continuación las más significativas.

A.-Redistribuciones Consideradas.

Coficientes 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 forjados de viguetas, 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 extremo de viga; dicho valor estará comprendido entre 0 (articulado) y 1 (empotramiento), aunque se aconseja 0.3 como valor intermedio.

Se realiza una interpolación lineal entre las matrices de rigidez de barras biempotradas y empotradas-articuladas, que afecta a los términos E/L de las matrices:

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

siendo α el valor del coeficiente introducido.

Coefficiente de Empotramiento en cabeza y pie de pilar, en bordes de forjados, vigas; articulaciones en extremos de vigas. Es posible también definir un coeficiente de empotramiento de cada tramo de pilar en su cabeza y/o su 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.

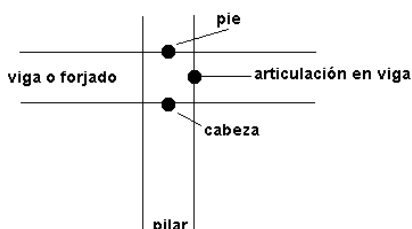


Fig 9

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.

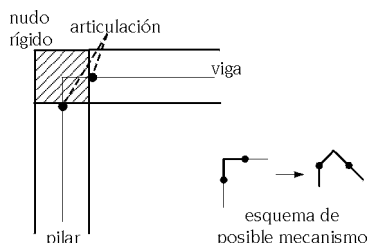


Fig 10

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 define 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 de los desplazamientos del paño en el borde absurdos, y por tanto los esfuerzos calculados.

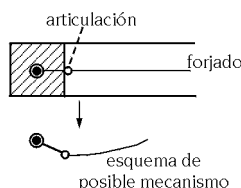


Fig 11 Viga con rigidez torsional muy pequeña

ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURA – CENTRO DE CONVIVENCIA DE PERSONAS MAYORES DE MONTAÑANA

Es posible definir también articulaciones 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.

B.-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 _y)	(EI _z)	(G J)	(EA)
Pilares	S.B.	S.B.	S.B. · x	S.B. coef.rigidez axil
Vigas inclinadas y barras 3d	S.B.	S.B.	S.B. · x	S.B.
Vigas de hormigón y metálicas	S.B.	∞	S.B. · x	∞
Viguetas	$S.B./_{36}$	∞	S.B. · x	∞
Zuncho de borde	$S.B. \cdot 10^{-15}$	∞	S.B. · x	∞
Apoyo y empot. en muro	$S.B. \cdot 10^2$	∞	S.B. · x	∞
Pantallas y muros	S.B.	S.B.	E.P.	SB · coef.rig.axil
Losas y reticulares	S.B.	∞	S.B. · x	∞
Placas Aligeradas	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

Coefficientes de Rigidez a Torsión. Existe una opción que permite definir un coeficiente reductor de la rigidez a torsión (**x**), ver tabla anterior, de los diferentes elementos. 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 sección bruta (S.B.) para el término de torsión **GJ**, y también cuando sea necesaria para el equilibrio de la estructura.

Coefficiente 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.

C.-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.

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:

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

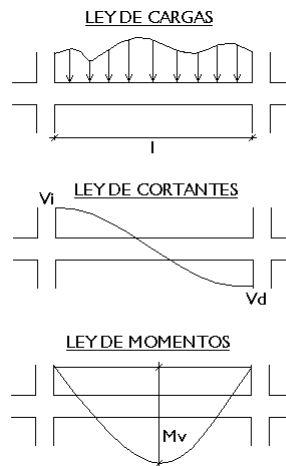


Fig 12

Estas consideraciones funcionan correctamente con cargas lineales y de forma aproximada si existen cargas puntuales.

8.2. ESTRUCTURAS METÁLICAS

8.2.1. PANDEO LATERAL

Se considera de acuerdo a la norma DB-SE-A.

8.2.2. ABOLLADURA DEL ALMA

Se considera de acuerdo a la norma DB-SE-A.

9. MÉTODO DE CÁLCULO DE ACCIONES HORIZONTALES

1. Viento. Para cada norma, la forma de cálculo de la presión de forma automática, necesita la definición de una serie de datos que puede consultar en el apéndice de normativas de aplicación del manual.

A.-Norma CTE. Para la obtención de la carga de viento se considera lo indicado en la norma española DB-SE-AE Acciones en la Edificación. Basta para ello definir la zona eólica y el grado de aspereza.

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 a 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.

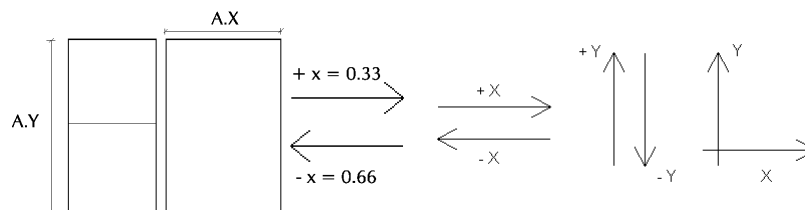


Fig 13

Se define como ancho de banda a 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 14).

Siendo **B** el ancho de banda definido cuando el Viento actúa en la dirección **Y**, los valores **b₁** y **b₂** 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:

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

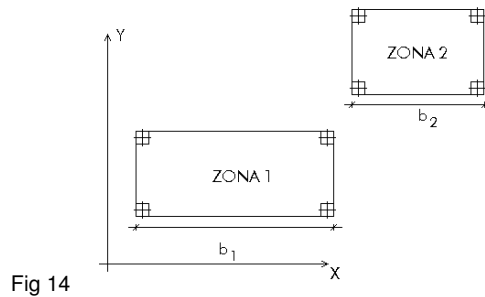


Fig 14

Conocido el ancho de banda de una planta, y las alturas de la planta superior e inferior a la planta, si se multiplican 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, obtendríamos la carga de **Viento** en esa planta y en esa dirección.

2. Sismo.

Según la Norma NCSE-02. Se ha implementado la aplicación de la norma *NCSE-02* 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**.
- ♦ Coeficiente de riesgo.
- ♦ Amortiguamiento Ω en porcentaje respecto al crítico, calculando el valor de ν .
- ♦ Coeficiente 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 tiempos 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 memoria de cálculo.

Podemos 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 podemos consultar las envolventes.

Prescripciones incluidas en el diseño de armaduras:

A.-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 tiene 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: 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.

$$s \leq \begin{cases} 6 \cdot \text{diámetro barra menor comprimida} \\ 1/4 \text{ del canto} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

B.-Pilares

Si la aceleración de cálculo $a_c \geq 0.16 \text{ g}$:

- ♦ 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.
- ♦

10.DIMENSIONADO DE SECCIONES

10.1.COMPROBACIÓN Y DIMENSIONADO DE ELEMENTOS

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

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.

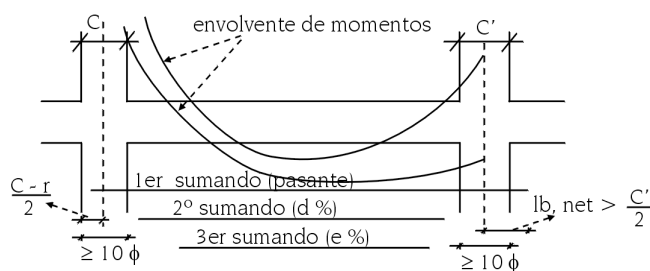
10.1.1.VIGAS

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 dos envolventes, sísmicas y no sísmicas, y se coloca la mayor cuantía obtenida en ambos.

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^{er} 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^{er} 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^o y 3^{er} 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**.



ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURA – CENTRO DE CONVINCENCIA DE PERSONAS MAYORES DE MONTAÑANA

c: dimensión de apoyo

r: recubrimiento = 3 cm en general

l_{b,net}: longitud de anclaje reducida

NOTA: El 1^{er} sumando siempre pasa 10 diámetros medidos a partir de la cara de apoyo

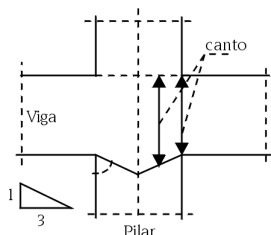
Cuando no se encuentre en las tablas de armado una combinación de armados que cubra lo necesario para las dimensiones de la viga, se colocarán diámetros ϕ 25. El programa emitirá el mensaje **ARMADURA INFERIOR FUERA DE TABLA**.

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 que 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, siendo 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.

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, no teniendo que coincidir con el eje del apoyo, siendo lo más normal próxima o en el borde de apoyo.



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 más dos cantos.

Si es necesaria la armadura de piel, lo cual se define en opciones debido al canto de la viga, 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, 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 16).

Cuando se genera la longitud máxima de barras, se cortan y se 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 18). 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.

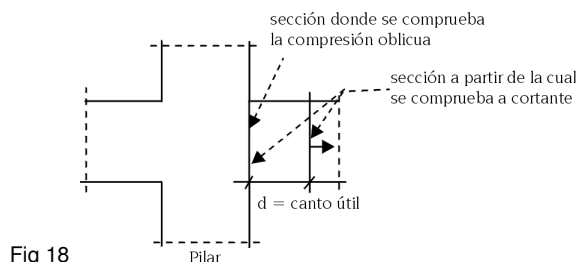


Fig 18

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 de 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 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, 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.

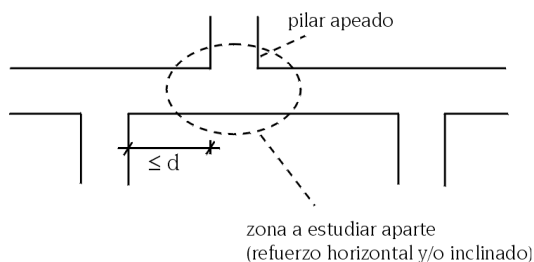


Fig 19

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 longitudes de anclaje del arranque altas.

Recuerde que, 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 dimensionado 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 este caso, esta viga ancha realmente no es una viga o elemento lineal, sino que es un 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 dimensionado son diferentes.

ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURA – CENTRO DE CONVIVENCIA DE PERSONAS MAYORES DE MONTAÑA

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:

$$W_k = 1.7 \cdot S_m \cdot E_{sm}$$
$$S_m = 2c + 0.25 + K_1 K_2 \frac{\phi A_{c,eficaz}}{A_s}$$
$$E_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \frac{K_3}{2.5 K_1} \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0.4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

donde

c: Recubrimiento de la armadura de tracción

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

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.

σ_s : Tensión de servicio de la armadura

σ_{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 esta 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.

10.1.2. PILARES, PANTALLAS Y MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

Pilares. 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 cuantía los armados definidos, que pueden ser simétricos a dos caras, a cuatro o en un porcentaje de diferencia, se comprueba 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 λ , 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 recalcular 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 tabla, sólo se obtiene estribo perimetral.

No se realiza comprobación de cálculo a cortante de los estribos, por lo que en condiciones de carga especiales, cargas horizontales, etc., será preciso una comprobación manual del estribado dispuesto y, en su caso, una modificación manual de los estribos, diámetros y separaciones.

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.

ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURA – CENTRO DE CONVICENCIA DE PERSONAS MAYORES DE MONTAÑANA

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 (Fig 20).

Las secciones que se comprueban para obtener el armado de una planta son las indicadas en la Fig 20, 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 leves de esfuerzos.

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

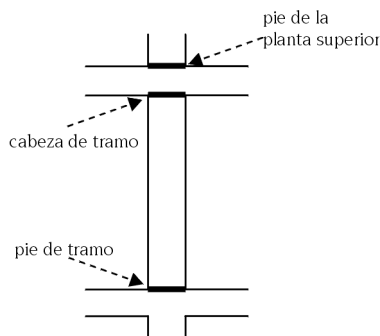


Fig 20

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. Recuerde que si modifican las tablas de armado debe revisar la disposición de estribos.

Tenga en cuenta que 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 el estribado y ramas necesarios. Revise los cortantes, por si fuera necesario un cálculo manual del estribado que no hace la versión actual.

10.1.3. PLACAS ALIGERADAS

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.

Quando 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 sopandas, 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.

ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURA – CENTRO DE CONVIVENCIA DE PERSONAS MAYORES DE MONTAÑANA

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 razonablemente 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 kg/m^2 , pavimento de 100 kg/m^2 , y una sobrecarga de uso de 500 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 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.

10.1.4. FORJADOS DE LOSA MACIZA

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 medición. En caso de que se detalle se dibujará conjuntamente 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.

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, que considera el efecto de la torsión para obtener el momento de armado en cada dirección especificada, efectuándose un reparto transversal en cada nudo con sus adyacentes a izquierda y a derecha en una banda de un metro, sumándose 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 decalaje 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.

Armaduras predeterminadas: se define con este nombre a la posibilidad de introducir armaduras, ya sea superior, inferior 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.

Armadura Transversal

A.-Punzonamiento. 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 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 formulas 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 un mensaje de 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 21), de forma que su separación no supere 0.75 de canto útil o la sección equivalente, y dispuestas entre la armadura superior e inferior.

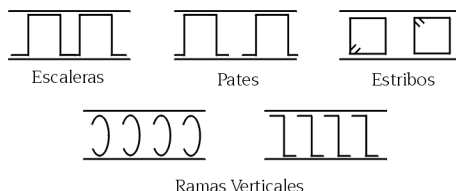


Fig 21

Ramas Verticales

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.

B.-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 un mensaje de 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 unas 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.

10.1.5.DEFORMACIONES EN VIGAS

Se aplicará lo indicado en el Código Técnico de la Edificación en su apartado 4.3.3 Deformaciones.

10.1.6.DEFORMACIONES EN FORJADOS

Forjados unidireccionales:

Se aplicará lo indicado en el Código Técnico de la Edificación en su apartado 4.3.3 Deformaciones.

11.CIMENTACIONES

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 simultáneamente con el resto de la estructura o de forma independiente. Como son elementos 'con vinculación exterior' no tienen asientos, luego no influyen en el cálculo de la estructura.

Puesto que pueden calcularse de forma independiente, no olvide que puede hacer modificaciones en la estructura sin que ello implique afectar a la cimentación.

También es posible utilizarla como un editor, por lo que podrá introducir elementos de cimentación sin calcular, y obtener planos y mediciones.

11.1.ZAPATAS AISLADAS

CYPECAD efectúa el cálculo de zapatas de hormigón armado. 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

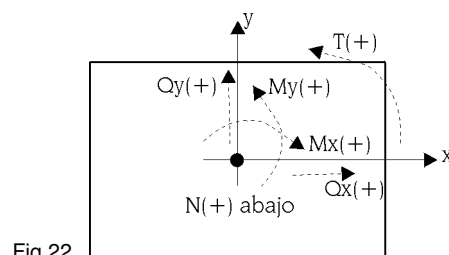
Mx: momento x

My: momento y

Qx: cortante x

Qy: cortante y

T: torsor



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.

11.1.1.TENSIONES SOBRE EL TERRENO

Se supone una ley de deformación plana para la zapata, por lo que se obtendrá 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.

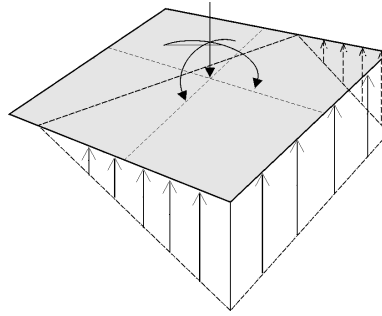


Fig 23

Se comprueba que:

- La tensión media no supere la del terreno.
- La tensión máxima en borde no supere en un % la media según el tipo de combinación:
 - gravitatoria: 25 %
 - con viento: 33 %
 - con sismo: 50 %

Estos valores son opcionales y modificables.

11.1.2. 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.

11.1.3. ESTADOS DE HORMIGÓN

Se debe verificar la flexión de la zapata y las tensiones tangenciales.

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.

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.

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.

Cantos mínimos. Se comprueba el canto mínimo que especifique la norma.

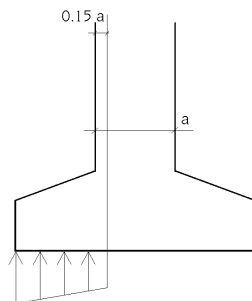


Fig 24

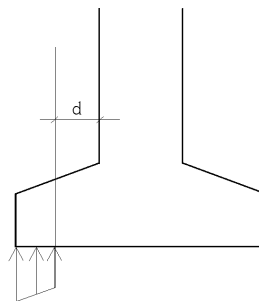


Fig 25

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.

Cuantías mínimas y máximas. Se comprueba el cumplimiento de las cuantías mínimas, mecánicas y geométricas que especifique la norma.

Diámetros mínimos. Se comprueba que el diámetro sea al menos los mínimos de la norma.

Dimensionado. El dimensionado a flexión obliga a disponer cantos para que no sea necesaria armadura de compresión. El dimensionado a cortante, lo mismo, para no tener que colocar refuerzo transversal.

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 ($\text{vuelo/canto} \leq 2$).

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.

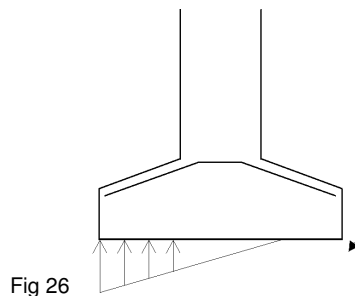


Fig 26

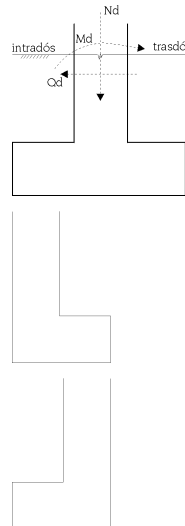
11.2.ZAPATA CORRIDA BAJO MURO

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:

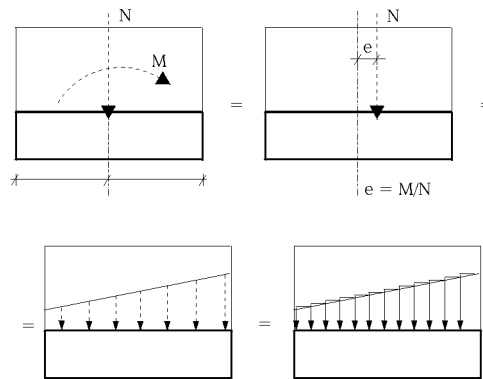
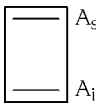
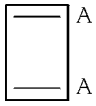


Fig 27

11.3. 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:  A 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.
- Los esfuerzos que reciben, cuando son varias, un elemento zapata o encepado son proporcionales a sus rigideces.
- 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 ($\geq 1/20$ 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°).

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.

11.4.VIGAS DE ATADO

El programa calcula vigas de atado entre cimentaciones de hormigón armado.

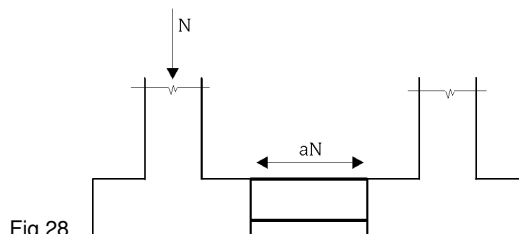


Fig 28

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.

11.4.1.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.

ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURA – CENTRO DE CONVIVENCIA DE PERSONAS MAYORES DE MONTAÑANA

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-98 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 ha aplicado dichos principios. En los listados de comprobación se hace referencia a la norma aplicada y artículos.

11.4.2. CRITERIO DE SIGNOS

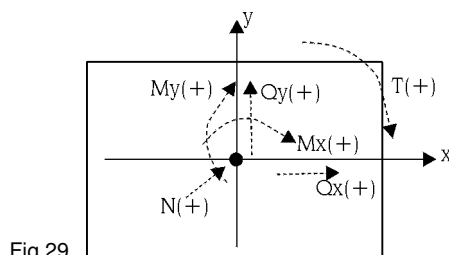


Fig 29

11.4.3. 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, disponer 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 **Coefficiente 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

ANEXO I: CÁLCULO ESTRUCTURA – CENTRO DE CONVINCENCIA DE PERSONAS MAYORES DE MONTAÑANA

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.

El programa no considera ninguna excentricidad mínima o constructiva, aunque suele ser habitual considerar para evitar replanteos incorrectos de los pilotes o del propio encepado un 10% del axil.

Incrementa los momentos en esta cantidad $0.10 \times N$ en las hipótesis de cargas correspondientes si lo considera necesario.

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.

Zaragoza, junio de 2008

El Arquitecto

Fdo.: Alberto Rivas Soria