

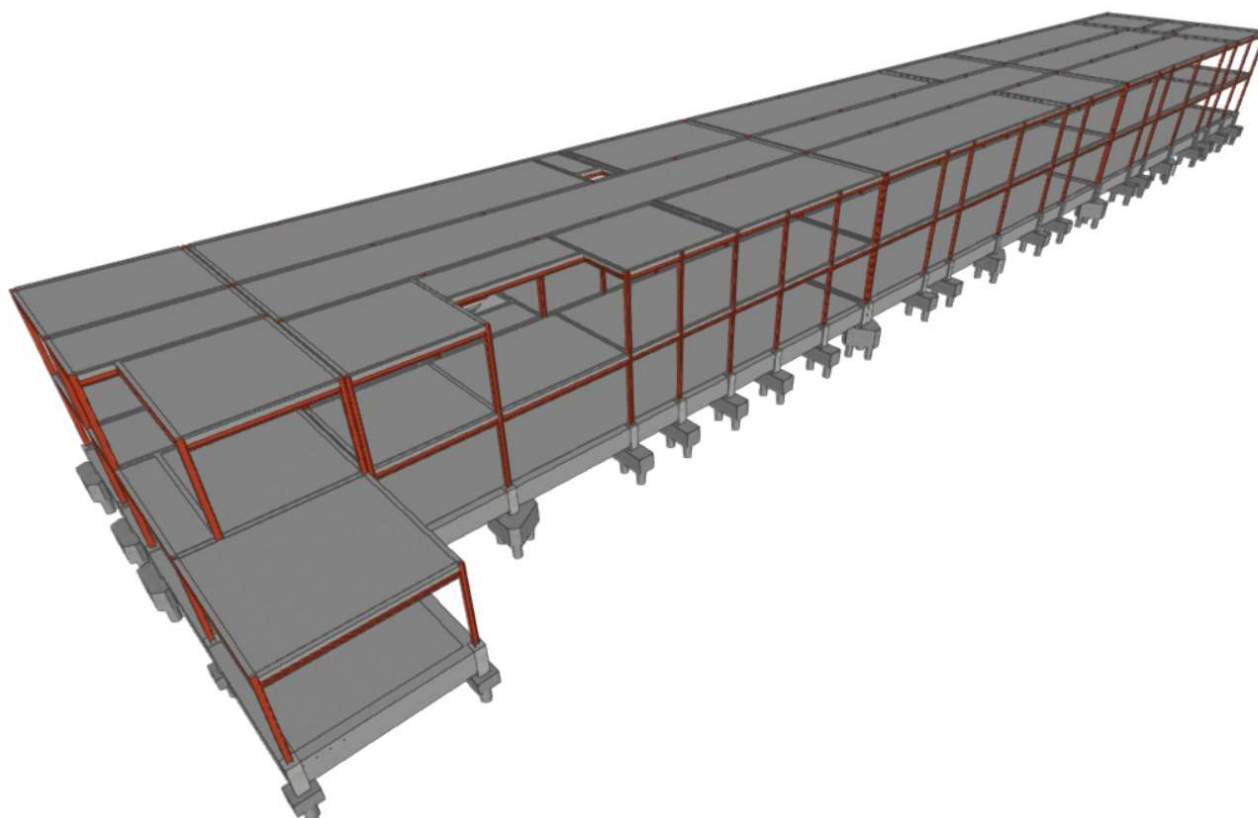


PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/ Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

MEMORIA DE CÁLCULO

PROYECTO DE ESTRUCTURA Y CIMENTACIÓN: CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS C/ Cañada del Santísimo 23, Madrid.





PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/ Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

ÍNDICE

MEMORIA DE CÁLCULO	5
1. Justificación de la solución adoptada	5
1.1. Cimentación	5
1.2. Método de cálculo	5
1.2.1. Hormigón armado	5
1.2.2. Acero laminado y conformado	6
1.2.3. Muros de fábrica de ladrillo y bloque de hormigón de árido, denso y ligero...	6
1.3. Cálculos por Ordenador.....	6
2. Características de los materiales a utilizar	7
2.1. Hormigón armado	7
2.1.1. Hormigones	7
2.1.2. Acero en barras	7
2.1.3. Ejecución	7
2.2. Ensayos a realizar	8
2.3. Distorsión angular y deformaciones admisibles.....	8
3. Acciones Gravitatorias	9
3.1. Cargas superficiales.....	9
4. Acciones del viento	9
Coeficiente de exposición	10
Coeficiente eólico de edificios de pisos	11
Coeficientes adoptados en el modelo de cálculo informático	11
Coeficientes adoptados en el cálculo	12
5. Acciones térmicas y reológicas	13
6. Acciones sísmicas	13
CLASIFICACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES	14
CRITERIOS DE APLICACIÓN DE LA NORMA	14
7. Combinaciones de acciones consideradas	15
7.1. Hormigón Armado	15
8. Tipo de análisis efectuado por el programa	17
8.1. Descripción de Problemas a Resolver.....	17
8.2. Descripción del Análisis Efectuado por el Programa.....	17
9. Discretización de la estructura	17
9.1. Consideración del tamaño de los nudos.....	20
9.2. Redondeo de las Leyes de Esfuerzos en Apoyos.....	21
10. Método de comprobación a pandeo	23
11. Opciones de cálculo	27
11.1. Estructuras de hormigón armado. Opciones de Cálculo	27
12. Dimensionado de secciones	32
12.1. Comprobación y Dimensionado de Elementos.....	32



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHO DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

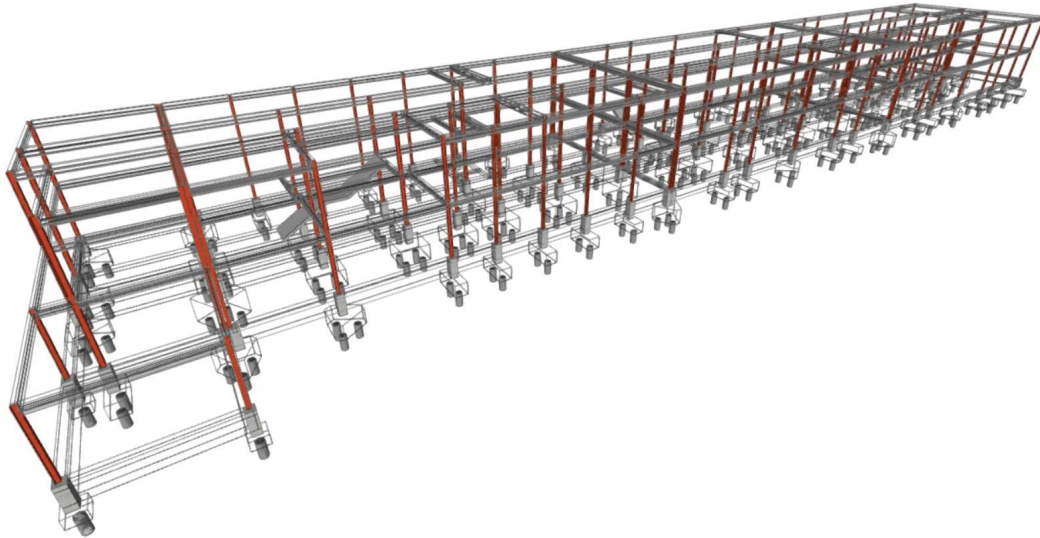
3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/ Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

12.1.1. Vigas Metálicas	33
12.1.2. Pilares, Pantallas y muros de hormigón armado.....	41
12.1.3. Deformaciones en Vigas	43
13. Cimentaciones	43
13.1. Encepados y pilotes.....	43
13.1.1. Criterios de cálculo	47
13.1.2. Criterio de signos	48
13.1.3. Consideraciones de cálculo y geometría	48
13.2. Placas de Anclaje.....	50
13.3. Combinaciones de acciones.....	51
13.4. Materiales a emplear.....	52
13.4.1. Hormigones	52
13.4.2. Aceros	52
13.5. Combinaciones de acciones.....	53
13.6. Estado Límite de agotamiento frente a solicitaciones normales	53
13.7. Estado Límite de inestabilidad (pandeo)	53
13.8. Estado Límite de agotamiento frente a cortante.....	53
13.8.1. Estado Límite de agotamiento por torsión en vigas.....	53
13.9. Estado Límite de Punzonamiento.....	53
13.10. Estado Límite de descompresión. Fisuración.....	54
13.11. Estado Límite de deformación.....	54
13.12. Elementos estructurales.....	54
14. Implementacion del CTE DB-SI -6, C.E.21, EC-2	54
14.1. Soportes y muros.....	55
14.2. Vigas	55
15. durabilidad.....	55
15.1. Hormigón armado.....	55
15.1.1. Acero laminado y conformado	55
15.1.2. ESTRUCTURA DE MADERA LAMINADA ENCOLADA	56

MEMORIA DE CÁLCULO

1. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

Se trata del Proyecto de diseño y dimensionado de un sistema de envolvente de un edificio con planta baja y primera, destinado a uso docente, donde la estructura principal se dimensiona con vigas y pilares metálicos, mientras que los forjados son de tipo unidireccionales con placa alveolar prefabricada.



1.1. CIMENTACIÓN

Las cimentaciones son profundas mediante pilotes.

1.2. MÉTODO DE CÁLCULO

1.2.1. 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 anejo 18 del C.E.21 y las combinaciones de hipótesis básicas definidas en el anejo 19.

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

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



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

La obtención de los esfuerzos en las diferentes hipótesis simples del entramado estructural, se harán de acuerdo con 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.

1.2.2. ACERO LAMINADO Y CONFORMADO

Se dimensiona los elementos metálicos de acuerdo a la norma CTE SE-A (Seguridad estructural), C.E.21 o EC-3 que se haya seleccionado, 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.

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.

1.2.3. MUROS DE FÁBRICA DE LADRILLO Y BLOQUE DE HORMIGÓN DE ÁRIDO, DENSO Y LIGERO

Para el cálculo y comprobación de tensiones de las fábricas de ladrillo se tendrá en cuenta lo indicado en la norma CTE SE-F, y el Eurocódigo-6 en los bloques de hormigón.

El cálculo de solicitaciones se hará de acuerdo a los principios de la Mecánica Racional y la Resistencia de Materiales.

Se efectúan las comprobaciones de estabilidad del conjunto de las paredes portantes frente a acciones horizontales, así como el dimensionado de las cimentaciones de acuerdo con las cargas excéntricas que le solicitan.

1.3. CÁLCULOS POR ORDENADOR

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



PROYECTO BÁSICO, DE EJECUCIÓN Y ACTIVIDAD DE AMPLIACIÓN DE CEIP EN EL ENSANCHO DE VALLECAS (LÍNEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

2. 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:

2.1. HORMIGÓN ARMADO

2.1.1. HORMIGONES

	Elementos de Hormigón Armado				
	Toda la obra	Cimentación			
Resistencia Característica a los 28 días: f_{ck} (N/mm ²)	25	25			
Tipo de cemento (RC-03)	CEM I/32.5 N				
Cantidad máxima/mínima de cemento (kg/m ³)	300	275			
Tamaño máximo del árido (mm)		40			
Tipo de ambiente (agresividad)	XC3	XC2			
Consistencia del hormigón		Fluida			
Asiento Cono de Abrams (cm)		3 a 5			
Sistema de compactación	Vibrado				
Nivel de Control Previsto	Estadístico				
Coeficiente de Minoración	1.5				
Resistencia de cálculo del hormigón: f_{cd} (N/mm ²)	16.66	16.66			

2.1.2. ACERO EN BARRAS

	Toda la obra	Cimentación	Comprimidos	Flectados	Otros
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				

2.1.3. EJECUCIÓN

	Toda la obra	Cimentación	Comprimidos	Flectados	Otros
A. Nivel de Control previsto	Normal				
B. Coeficiente de Mayoración de las acciones desfavorables Permanentes/Variables	1.35/1.5				



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

2.2. 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 el C.E.21.

Aceros estructurales. Se harán los ensayos pertinentes de acuerdo a lo indicado en el C.E.21 o CTE SE-Ha seleccionado.

2.3. DISTORSIÓN ANGULAR Y DEFORMACIONES ADMISIBLES

Distorsión angular admisible en la cimentación. De acuerdo a la norma CTE SE-C, artículo 2.4.3, y en función del tipo de estructura, se considera aceptable un asiento máximo admisible de: 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, así como lo indicado en 7.4 del C.E.21, limitación de deformaciones. Se ha verificado tanto el desplome local como el total de acuerdo con lo expuesto en 4.3.3.2 de la citada norma.

Hormigón armado. 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 con 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 con unas condiciones habituales de la práctica constructiva en la edificación convencional. Por tanto, a partir de estos supuestos se estiman los coeficientes de fluencia 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.

En los elementos de hormigón armado se establecen los siguientes límites:

Flechas activas máximas relativas y absolutas para elementos de Hormigón Armado y Acero		
Estructura no solidaria con otros elementos	Estructura solidaria con otros elementos	
	Tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas	Tabiques frágiles o pavimentos rígidos sin juntas
VIGAS Y LOSAS Relativa: $\delta / L < 1/300$	Relativa: $\delta / L < 1/400$	Relativa: $\delta / L < 1/500$
FORJADOS UNIDIRECCIONALES Relativa: $\delta / L < 1/300$	Relativa: $\delta / L < 1/500$ $\delta / L < 1/1000 + 0.5\text{cm}$	Relativa: $\delta / L < 1/500$ $\delta / L < 1/1000 + 0.5\text{cm}$

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



3. ACCIONES GRAVITATORIAS

3.1. CARGAS SUPERFICIALES

Permanente: Peso Propio:

- Peso FORJADO 20+5	4.13 KN/m ²
- Cargas muertas pisos	2.00 KN/m ²
- Sobrecarga de uso pisos:	4.00 KN/m ²
- Carga muerta cubiertas 20+5 alveolar	3.00 KN/m ²
- Carga muerta cubiertas losa maciza 20	2.00 KN/m ²
- Sobrecarga uso cubiertas	1.00 KN / m ²

4. ACCIONES DEL VIENTO

La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo del viento.

Las disposiciones del DBSE-AE Acciones en la edificación no son aplicables a los edificios situados en altitudes superiores a 2.000 m. En estos casos, las presiones del viento se deben establecer a partir de datos empíricos disponibles. Este Documento Básico tampoco cubre las construcciones de esbeltez superior a 6.

El estudio de las acciones de viento, dependen de la localización geográfica del edificio, pudiendo encontrarse en tres zonas distintas clasificadas según el anejo D del documento DBSE-AE, relativo a la zona climática geográfica, definiendo una velocidad del viento según el siguiente cuadro:

ZONA GEOGRÁFICA / VELOCIDAD / CARGA DE VIENTO		
ZONA	VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO V _b (m/s)	PRESIÓN DINÁMICA DEL VIENTO Q ₀ (KN/m ²)
A	26	4.23
B	27	4.56
C	29	5.26

Se ha considerado una densidad de aire de 1.25 Kg/m³ en el cálculo de la presión dinámica, si bien se pueden realizar estudios específicos de la zona para acotar dicha densidad de acuerdo a la altitud, temperaturas etc.

La acción del viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, que puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

siendo:

- q_b la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 0.50 KN/m^2 . Pueden obtenerse valores más precisos mediante el anejo D en función del emplazamiento geográfico de la obra
- C_e el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentre ubicada la construcción. Se determina de acuerdo con lo establecido en el apartado 3.3.3 del DB SE-AE. En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independientemente de la altura de 2.0.
- C_p el coeficiente eólico o de presión dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión. Su valor se establece en los apartados 3.3.4 y 3.3.5

Los edificios se comprobarán ante la acción del viento en todas direcciones, independientemente de la existencia de construcciones contiguas medianeras, aunque generalmente bastará la consideración en dos sensiblemente ortogonales cualesquiera. Para cada dirección se debe considerar la acción en los dos sentidos. Si se procede con un coeficiente eólico global, la acción se considerará aplicada con una excentricidad en planta del 5% de la dimensión máxima del edificio en el plano perpendicular a la dirección de viento considerada y del lado desfavorable

La acción del viento genera además fuerzas tangenciales paralelas a la superficie. Se calculan como el producto de la presión exterior por el coeficiente de rozamiento, de valor igual a 0.01 si la superficie es muy lisa, por ejemplo, de acero o aluminio, 0.02 si es rugosa como en el caso de hormigón y 0.04 si es muy rugosa, como en el caso de existencia de ondas, nervaduras o pliegues. En las superficies a barlovento y sotavento no será necesario tener en cuenta la acción del rozamiento si su valor no supera el 10% de la fuerza perpendicular debida a la acción del viento.

COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor puede tomarse de la tabla 3.3 del DB SE-AE Acciones en la Edificación, siendo la altura del punto considerado la medida respecto a la rasante media de la fachada a barlovento. Para alturas superiores a 30 m los valores deben obtenerse de las expresiones generales que se recogen en el Anejo A de la citada Norma.

EN el caso de edificios situados en las cercanías de acantilados o escarpas de pendiente mayor de 40° , la altura se medirá desde la base de dichos accidentes topográficos. El DB SE-AE sólo es de aplicación para alturas de acantilado o escarpa inferiores a 50 m.

A efectos de grado de aspereza, el entorno del edificio se clasificará en el primero de los tipos siguientes al que pertenezca, para la dirección de viento analizada.

- I - Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 Km de longitud.
- II - Terrenos rural llanos sin obstáculos ni arbolado de importancia
- III - Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como ravines o construcciones pequeñas
- **IV - Zona urbana en general, industrial o forestal**
- V - Centro de ciudades, con profusión de edificios en altura



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

COEFICIENTE EÓLICO DE EDIFICIOS DE PISOS

Respecto al coeficiente eólico C_p en edificios de pisos con forjados que conectan todas las fachadas a intervalos regulares, con huecos o ventana pequeños practicables o herméticos y compartimentados interiormente, para el análisis global de la estructura, bastará considerar coeficientes eólicos globales a barlovento y sotavento, aplicando a la acción del viento a la superficie proyección del volumen edificado en un plano perpendicular a la acción del viento. Como coeficientes cólicos globales, podrán adoptarse los de la siguiente tabla:

COEFICIENTE EÓLICO EN EDIFICIOS DE PISOS						
	ESBELTEZ EN EL PLANO PARALELO AL VIENTO					
	< 0.25	0.5	0.75	1.00	1.25	≤ 5.00
COEFICIENTE EÓLICO DE PRESIÓN C_p	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
COEFICIENTE EÓLICO DE SUCCIÓN C_s	-0.3	-0.4	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7

Para otros casos y como alternativa al coeficiente eólico global se podrá determinar la acción del viento como resultante de la que existe en cada punto, a partir de los coeficientes eólicos que se establecen en el Anejo D para diversas formas canónicas, aplicando los de la que presente rasgos más coincidentes con el caso analizado, considerando en un caso la forma conjunta del edificio con los medianeros

En edificios con cubierta plana la acción del viento sobre la misma, generalmente de succión, opera habitualmente del lado de la seguridad y se puede despreciar.

COEFICIENTES ADOPTADOS EN EL MODELO DE CÁLCULO INFORMÁTICO

En el caso de estructuras modelizadas con programas informáticos, el viento se genera de forma automática. El programa general las cargas horizontales en cada planta, de acuerdo con la norma, en dos direcciones ortogonales X, Y y en ambos sentidos (+X, -X, +Y, -Y). Se puede definir un coeficiente de cargas para cada dirección y sentido de actuación del viento, que multiplica la presión total del viento.

También se puede considerar en el programa, el cálculo de la amplificación de esfuerzos producidos por la actuación de las cargas horizontales de viento. 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.

Como el cálculo de los desplazamientos no se realiza con las secciones fisuradas y homogeneizadas (resultaría demasiado laborioso), se establece una simplificación que consiste en una reducción de las rigideces de las secciones, lo que implica un aumento de los desplazamientos, ya que son inversamente proporcionales. El programa solicita como dato el "factor multiplicador de los desplazamientos" para tener en cuenta esa reducción de la rigidez.

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, esto supone un coeficiente amplificador de los desplazamientos de 1.80 y, de acuerdo al coeficiente de estabilidad global, no superar el valor de 1.35 sería razonable. Estos datos se pueden consultar en los anejos de cálculo.

En estructuras con pilares metálicos, el "coeficiente amplificador de los desplazamientos" es de 1.00, ya que el comportamiento de los elementos de acero es elástico y lineal.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

COEFICIENTES ADOPTADOS EN EL CÁLCULO

Los datos que es necesario introducir en el modelo para que genere las cargas de viento son:

- Zona eólica (A, B o C): A
- Grado de aspereza del entorno (I, II, III, IV y V): V
- Coeficiente de cargas:
 - Acción del viento según +X: 1.0
 - Acción del viento según +Y: 1.0
 - Acción del viento según -X: 1.0
 - Acción del viento según -Y: 1.0
- Coeficiente multiplicador de desplazamientos (P-delta): 1.50





PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

5. ACCIONES TÉRMICAS Y REOLÓGICAS

De acuerdo a la CTE DB SE-AE, no es necesario tenerlo en cuenta.

6. ACCIONES SÍSMICAS

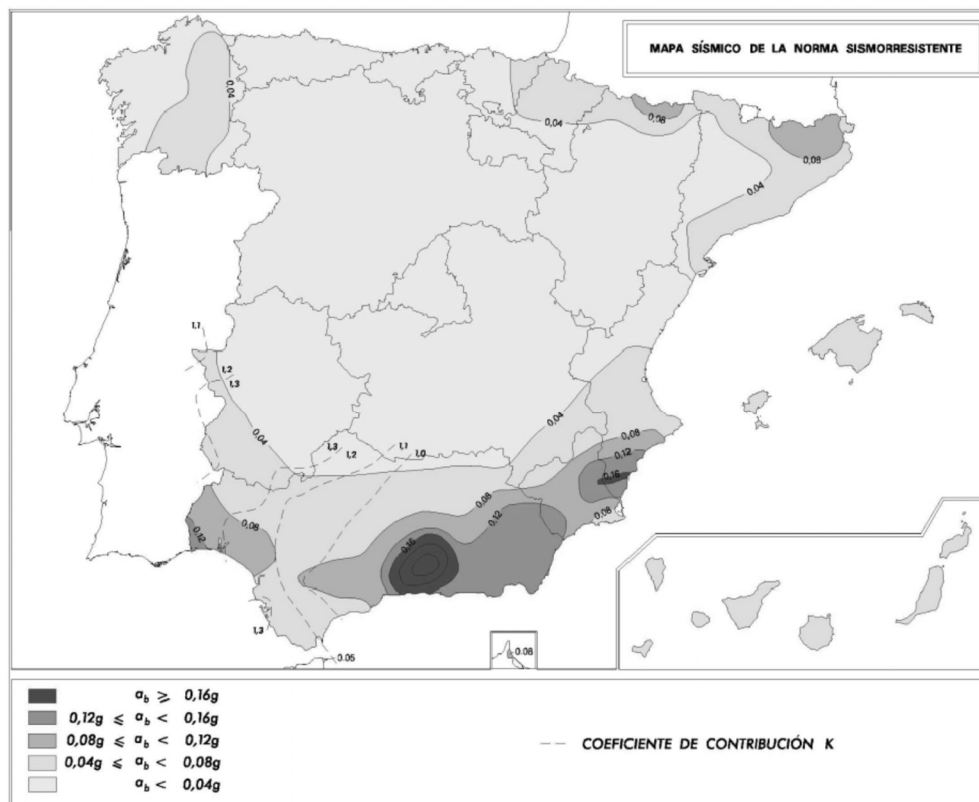
La acción del sismo sobre las estructuras de edificación se rige por la Norma NCSE-02 "Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación"

La Norma NCSE-02 tiene como objeto proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto de construcción, reforma y conservación de aquellas edificaciones y obras a las que sea aplicable de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 1.2.

La finalidad última de estos criterios es la de evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y el coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros. El promotor podrá requerir prestaciones mayores que las exigidas en la Norma NCSE-02.

La Norma NCSE-02 es de aplicación al proyecto, construcción y conservación de edificios de nueva planta. En los casos de reforma o rehabilitación se tendrá en cuenta esta Norma a fin de que los niveles de seguridad de los elementos afectados sean superiores a los que poseían en su concepción original. Las obras de rehabilitación o reforma que impliquen modificaciones substanciales de la estructura son asimilables a todos los efectos a las de construcción de nueva planta.

El proyectista o director de obra podrá adoptar, bajo su responsabilidad, criterios distintos a los que se establecen en la Norma, siempre que el nivel de seguridad y servicio de la construcción no sea inferior al fijado por la norma, debiéndolo reflejar en el proyecto.





PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

CLASIFICACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES

A efectos de la Norma NCSE-02, de acuerdo con el uso a que se destinan, con los daños que puede ocasionar su destrucción e independientemente del tipo de obra de que se trate, las construcciones se clasifican en.

- De importancia moderada

Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos

- De importancia normal

Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos

- De importancia especial

Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y documentos públicos análogos.

CRITERIOS DE APLICACIÓN DE LA NORMA

Conforme a su artículo 1.2.3. "Criterios de aplicación de la Norma", la aplicación de la Norma NCSE-02 es obligatoria en todas las construcciones recogidas en el artículo 1.2.1, excepto:

- En las construcciones de importancia moderada.
- En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b , sea inferior a 0,04 g., siendo g. la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b , sea inferior a 0,08 g. No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo, a_c , es igual o mayor de 0.08 g.

Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0.04g deberá tenerse en cuenta los posibles efectos del sismo en terrenos potencialmente inestables.

En los casos en que sea de aplicación esta Norma no se utilizarán estructuras de mampostería en seco, de adobe o de tapial en las edificaciones de importancia normal o especial.

Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0.08g e inferior a 0.12g, las edificaciones de fábrica de ladrillo, de bloques de mortero, o similares, poseerán un máximo de cuatro alturas, y si dicha aceleración sísmica básica es igual o superior a 0.12g, un máximo de dos.

En los edificios en que ha de aplicarse, esta Norma requiere:

- Calcular la construcción para la acción sísmica definida en el capítulo 2, mediante los procedimientos descritos en el capítulo 3.
- Cumplir las reglas de proyecto y las prescripciones constructivas indicadas en el capítulo 4

Como consecuencia, en el caso que nos ocupa, el edificio objeto del presente proyecto es de importancia normal y el valor resultante de la aceleración sísmica básica, a_b , menor de 0,04 g., por lo que NO es obligatoria la aplicación de esta Norma Sismorresistente.

7. COMBINACIONES DE ACCIONES CONSIDERADAS

7.1. 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 y cimentaciones: C.E.21/CTE

▪ Situaciones no sísmicas

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

▪ 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 (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_{p1})	Acompañamiento (Ψ_{ai})
Carga permanente (G)	1.00	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 (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_{p1})	Acompañamiento (Ψ_{ai})
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 (*)



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

(*) 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: CTE**

▪ **Situaciones no sísmicas**

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

▪ **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 (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_1)	Acompañamiento (Ψ_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 (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_1)	Acompañamiento (Ψ_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.



8. TIPO DE ANÁLISIS EFECTUADO POR EL PROGRAMA

8.1. DESCRIPCIÓN DE PROBLEMAS A RESOLVER

CYPECAD ha sido concebido para realizar el cálculo y dimensionado de estructuras de hormigón armado y metálicas diseñado con forjados unidireccionales, reticulares y losas macizas para edificios sometidos a acciones verticales y horizontales. Las vigas de forjados pueden ser de hormigón y metálicas. Los soportes pueden ser pilares de hormigón armado, metálicos, pantallas de hormigón armado, muros de hormigón armado con o sin empujes horizontales y muros de fábrica. La cimentación puede ser fija (por zapatas o encepados) o flotante (mediante vigas y losas de cimentación).

Con él se pueden obtener la salida gráfica de planos de dimensiones y armado de las plantas, vigas, pilares, pantallas y muros por plotter, impresora y ficheros DXF, así como listado de datos y resultados del cálculo.

8.2. 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.

9. DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura se discretiza en elementos tipo barra (estructuras 3D integradas), emparrillados 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.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

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

Los tipos de apoyos a definir son:

- **empotramiento:** desplazamientos y giros impedidos en todas direcciones
- **articulación fija:** desplazamientos impedidos, pero giro libre
- **articulación con deslizamiento libre horizontal:** desplazamiento vertical coartado, horizontal y giros libres.

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

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

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

Si cuando se encuentra en continuidad se quiere que no se empotre, se debe disponer una rótula en el extremo de la viga en el apoyo.

No es posible conocer las reacciones sobre estos tipos de apoyo.

- ♦ **2.2. 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. Vigas inclinadas:** Se definen como barras entre dos puntos que pueden estar en un mismo nivel o planta o en diferentes niveles, creándose dos nudos en dichas intersecciones. Cuando una viga inclinada une dos zonas independientes no produce el efecto de indeformabilidad del plano con comportamiento rígido, ya que poseen seis grados de libertad sin coartar.

- ♦ **4. Forjados unidireccionales:** Las viguetas son barras que se definen en los paños huecos entre vigas o muros, y que crean nudos en las intersecciones de borde y eje correspondientes de la viga que intersectan. Se puede definir doble y triple vigueta, que se representa por una única barra con alma de mayor ancho. La geometría de la sección en **T** a la que se asimila cada vigueta se define en la correspondiente ficha de datos del forjado.
- ♦ **5. 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.
- ♦ **6. 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.
- ♦ **6.1. Losas de cimentación:** son losas macizas flotantes cuya discretización es idéntica a las losas normales de planta, con muelles cuya constante se define a partir del coeficiente de balasto. Cada paño puede tener coeficientes diferentes (ver en Anexo 2 Losas y vigas de cimentación).
- ♦ **7. Forjados reticulares:** la discretización de los paños de forjado reticular se realiza en mallas de elementos finitos tipo barra cuyo tamaño es de un tercio del intereje definido entre nervios de la zona aligerada, y cuya inercia a flexión es la mitad de la zona maciza, y la inercia a torsión el doble de la de flexión. La dimensión de la malla se mantiene constante tanto en la zona aligerada como en la maciza, adoptando en cada zona las inercias medias antes indicadas. Se tiene en cuenta la deformación por cortante y se mantiene la hipótesis de diafragma rígido. Se considera la rigidez a torsión de los elementos.
- ♦ **8. Pantallas H.A.:** Son elementos verticales de sección transversal cualquiera, formada por rectángulos múltiples entre cada planta, y definidas por un nivel inicial y un nivel final. La dimensión de cada lado es constante en altura, pudiendo disminuirse su espesor. En una pared (o pantalla) una de las dimensiones transversales de cada lado debe ser mayor que cinco veces la otra dimensión, ya que si no se verifica esta condición no es adecuada su discretización como elemento finito, y realmente se puede considerar un pilar como elemento lineal. Tanto vigas como forjados se unen a las paredes a lo largo de sus lados en cualquier posición y dirección, mediante una viga que tiene como ancho el espesor del tramo y canto constante de 25 cm. No coinciden los nodos con los nudos de la viga. (Fig 1).

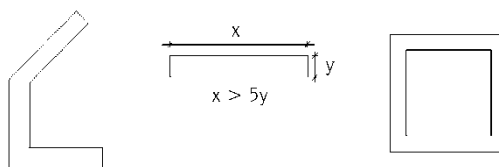


Fig 1

EJEMPLOS TÍPICOS DE PANTALLAS

- ♦ **9. Muros de hormigón armado y muros de sótano:** Son elementos verticales de sección transversal cualquiera, formada por rectángulos entre cada planta, y definidas por un nivel inicial y un nivel final. La dimensión de cada lado puede ser diferente en cada planta, pudiendo disminuirse su espesor en cada planta. En una pared (o muro) una de las dimensiones transversales de cada lado debe ser mayor que cinco veces la otra dimensión, ya que, si no se verifica esta condición, no es adecuada su discretización como elemento finito, y realmente se puede considerar un pilar, u otro elemento en función de sus dimensiones. Tanto vigas como forjados y pilares se unen a las paredes del muro a lo largo de sus lados en cualquier posición y dirección.

Todo nudo generado corresponde con algún nodo de los triángulos.

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

9.1. 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.

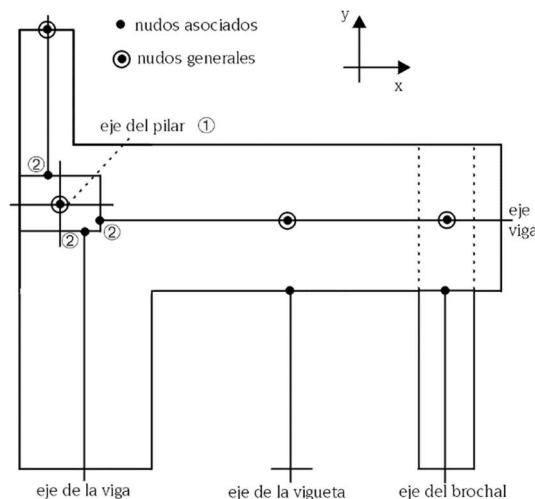


Fig 2 DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se consideran δ_{z1} , θ_{x1} , θ_{y1} como los desplazamientos del pilar ①, δ_{z2} , θ_{x2} , θ_{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:

PROYECTO BÁSICO, DE EJECUCIÓN Y ACTIVIDAD DE AMPLIACIÓN DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LÍNEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

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

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

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

De idéntica manera se tiene en cuenta el tamaño de las vigas, considerando plana su deformación (Fig 3).

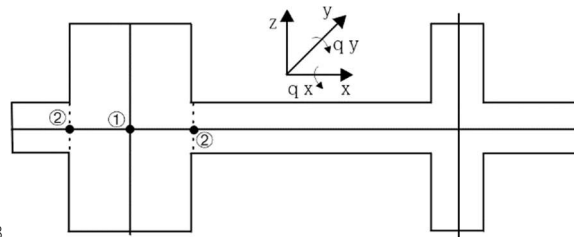


Fig 3

COMENTARIO: El modelo estructural definido por el programa responde de acuerdo a los datos introducidos por el usuario, debiendo prestar especial atención a que la geometría introducida sea acorde con el tipo de elemento escogido y su adecuación a la realidad. En particular, se quiere llamar la atención en aquellos elementos que, siendo considerados en el cálculo como elementos lineales (pilares, vigas, viguetas), no lo sean en la realidad, dando lugar a elementos cuyo comportamiento sea bidimensional o tridimensional, y los criterios de cálculo y armado no se ajusten al dimensionado de dichos elementos. A modo de ejemplo podemos citar el caso de ménsulas cortas, vigas-pared y placas, situaciones que se pueden dar en vigas, o losas que realmente son vigas, o pilares o pantallas cortas que no cumplan las limitaciones geométricas entre sus dimensiones longitudinales y transversales. Para esas situaciones el usuario debe realizar las correcciones manuales posteriores necesarias para que los resultados del modelo teórico se adapten a la realidad física.

9.2. REDONDEO DE LAS LEYES DE ESFUERZOS EN APOYOS

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

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

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

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

Dentro del soporte se supone una respuesta lineal como reacción de las cargas transmitidas por el dintel y las aplicadas en el nudo, transmitidas por el resto de la estructura (Fig 4).

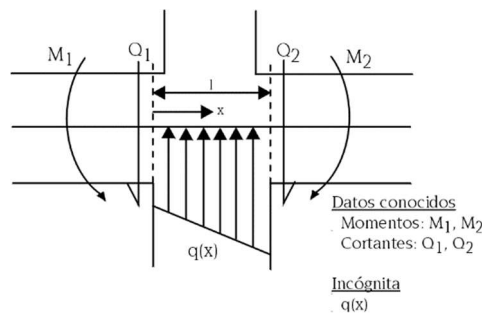


Fig 4

PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

Datos conocidos: - momentos: M_1, M_2 Incógnita: q (x)
- cortantes: Q_1, Q_2

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):

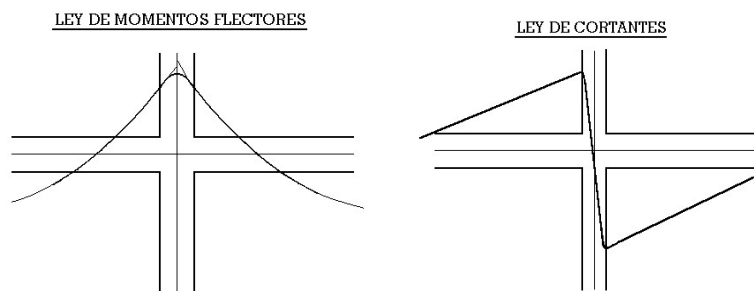


Fig 5

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 C.E.21 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.

10 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:

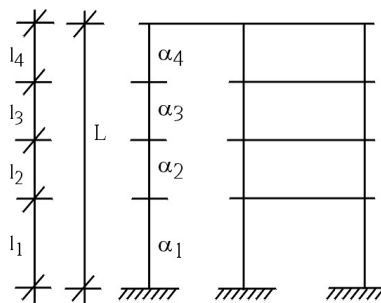


Fig 6

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**, $l_{o,i} = \alpha_i \cdot l_i$, 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 1.

El valor en cada tramo i será:

$$\alpha_1 = \frac{\sum_{j=1}^n l_j}{l_i} \cdot \alpha$$

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

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

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

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

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

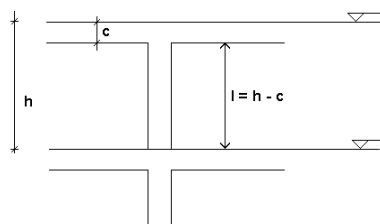


Fig 7

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:

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

ACTUA VIENTO

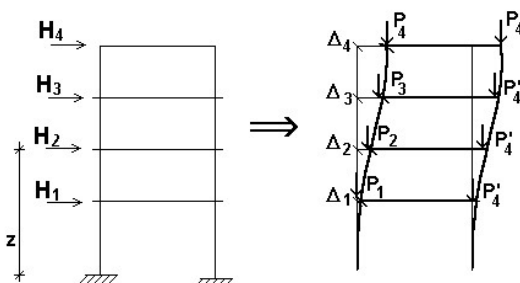


Fig 8

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:

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

siendo

γ_{fi} : coeficiente de mayoración de cargas permanentes de la hipótesis **i**
 γ_{fj} : 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 debería 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:

Rigidez-reducida = 0.90 · 0.70 · Rigidez-bruta = 0.63 · Rigidez-bruta.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

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.

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:

γ_z : 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:

Coeficiente 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:

$$\Sigma(\gamma_{fji} \cdot c_i + \gamma_{fji} \cdot c_i) \geq 1$$



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

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.

11. OPCIONES DE CÁLCULO

11.1. 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.

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

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

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

La redistribución de momentos se efectúa con los momentos negativos en bordes de apoyos, que en pilares será a caras, es decir afecta a la luz libre, determinándose los nuevos valores de los momentos dentro del apoyo a partir de los momentos redistribuidos a cara, y las consideraciones de redondeo de las leyes de esfuerzos indicadas en el apartado anterior.

En 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 I/L** de las matrices:

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

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.

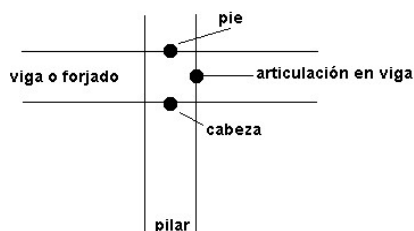


Fig 9

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.

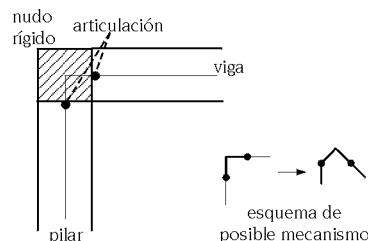


Fig 10

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.

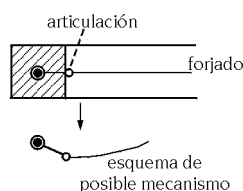


Fig 11 Viga con rigidez torsional muy pequeña

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.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

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 z 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. · 10 ⁻¹⁵	∞	S.B. · x	∞
Apoyo y empot. en muro	S.B. · 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 **pl²/8**. Este momento mínimo se puede definir tanto para momentos negativos como para positivos con la forma **pl²/x**, siendo **x** un número entero mayor que 8. El valor por defecto es 0, es decir, no se aplican.

PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

Se recomienda colocar, al menos, una armadura capaz de resistir un momento $\mathbf{pl^2/32}$ en negativos, y un momento $\mathbf{pl^2/20}$ 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 ($= \mathbf{pl^2/16}$ 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:

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

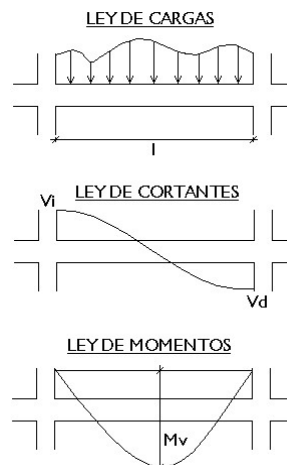


Fig 12

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

D.-Otras Opciones. Enumeraremos a continuación las opciones no citadas y que, por supuesto, influyen y personalizan los cálculos.

Pilares

- Disposición de barras verticales (longitudes máximas, unión de tramos cortos, solapes intermedios)
- Cortar esperas en el último tramo (en cabeza)
- Reducción de la longitud de anclaje en pilares
- Criterios de simetría de armaduras en las caras
- Criterios de continuidad de barras
- Recubrimiento geométrico
- Disposición de perfiles metálicos
- Transiciones por cambio de dimensiones
- Redondeo de longitud de barras
- Tramado de pilares y pantallas



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

- ♦ Solapar en la zona central del tramo. En las zonas sísmicas, se traslada el solape de barras a la zona central del tramo, alejada de la zona de máximos esfuerzos que es conveniente activar con sismos elevados.
- ♦ Solapes en muros y pantallas. Verifica que la armadura en el solape está a tracción o compresión, aplicando un coeficiente amplificación de la longitud de solape, en función de la separación de barras.
- ♦ Factor de cumplimiento exigido en muros y pantallas. El armado de un tramo de muro o pantalla puede presentar tensiones de pico que penalizan el armado si se pretende que cumpla al 100%. Con esta opción, se permite un % menor de cumplimiento, o la comprobación de un armado dado.

Vigas

- ♦ Negativos simétricos en vigas de un tramo
- ♦ Porcentaje de diferencia para simetría de negativos
- ♦ Criterio de disposición de patillas
- ♦ Patillas en extremo de alineación
- ♦ Longitud mínima de estribos de refuerzo a colocar
- ♦ Simetría en armadura de estribos
- ♦ Estribos de distinto diámetro en una viga
- ♦ Disposición de estribado múltiple
- ♦ Longitud de anclaje en cierre de estribos
- ♦ Doblar en 'U' las patillas
- ♦ Disposición de estribado múltiple
- ♦ Armado de viga prefabricada
- ♦ Estribado de vigas pretensadas
- ♦ Despiece de armado de vigas con sismo
- ♦ Recubrimientos geométricos (superior, inferior y lateral)
- ♦ Recubrimientos geométricos (superior, inferior y lateral) en vigas de cimentación
- ♦ Características de vigas prefabricadas armadas
- ♦♦ Características de vigas prefabricadas pretensadas
- ♦ Valoración de Errores
- ♦ Numeración de Pórticos
- ♦ Numeración de Vigas
- ♦ Consideración de la armadura de montaje
- ♦ Unir armadura de montaje en vuelos
- ♦♦ Envolvente de cortantes (ley continua o discontinua)
- ♦♦ Armado de cortantes (colocación de armadura de piel, sección de comprobación del cortante)
- ♦♦ Selección de estribado
- ♦♦ Coeficientes de fluencia - flecha activa
- ♦ Coeficientes de fluencia de flecha total a plazo infinito
- ♦♦ Fisuración
- ♦ Limitación de la fisuración por cortante (sólo C.E.21)
- ♦ Limitación de la fisuración por torsión (sólo C.E.21)

Forjados de losa maciza y reticulares

- ♦♦ Cuantías mínimas en negativos de forjados unidireccionales
- ♦♦ Longitudes mínimas de negativos en forjados unidireccionales



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

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

Generales

- ♦♦ Opciones generales de dibujo
- ♦♦ Longitud máxima de corte de una barra
- ♦♦ Merms de acero en medición
- ♦ Cuantías mínimas en negativos de forjados unidireccionales
- ♦ Cuantías mínimas en negativos de placas aligeradas
- ♦ Armado en forjados unidireccionales
- ♦ Armado en placas aligeradas
- ♦ Momentos mínimos a cubrir con armadura en forjados y vigas
- ♦ Armado de jácenas (vigas)
- ♦ Coeficiente reductor de la rigidez a flexión en forjados unidireccionales
- ♦ Consideración del armado a torsión en vigas
- ♦ Coeficientes reductores de la rigidez a torsión
- ♦ Opciones para vigas metálicas
- ♦ Límites de flecha en vigas
- ♦ Límites de flecha en placas aligeradas

Dibujo

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

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

12. DIMENSIONADO DE SECCIONES

12.1. 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.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

12.1.1. VIGAS METÁLICAS

Se dimensionan de acuerdo a la norma correspondiente y al tipo de acero.

Se propone dentro de la serie el perfil óptimo.

Se dimensionan a flexión simple, ya que no se considera el axil.

De forma opcional se comprueba el pandeo lateral.

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

Para el análisis estructural, el dimensionamiento y la comprobación de las estructuras de acero, el autor del proyecto empleará el conjunto de principios y reglas establecidos en los Anejos 22 a 29

El proyecto de las estructuras de acero deberá estar de acuerdo con los criterios generales establecidos en el Anejo 18 o en la reglamentación específica vigente.

También deberán aplicarse las disposiciones suplementarias para estructuras de acero dadas en este apartado.

Deberán considerarse que se cumplen los requisitos básicos del Artículo 5 del Código Estructural donde los cálculos de estados límite se combinen con el método de los coeficientes parciales y la combinación de acciones establecidas en el Anejo 18 junto con las acciones establecidas en la reglamentación específica vigente.

Deberán aplicarse los requisitos para resistencia, servicio y OXIDANOXIDAN 22 a 29.

12.1.1.1. COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA ALMA INDUCIDA POR EL ALA COMPRIMIDA (ART. A25.8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Donde:

h_w : Canto del alma

t_w : Espesor del alma.

A_w : Área del alma.

A_{fc} : Área eficaz del ala comprimida.

k : Coeficiente que depende de la clase de la sección.

E : Módulo de elasticidad longitudinal.

f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.

Siendo:

$$f_{yf} = f_y$$



12.1.1.2. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A TRACCIÓN (ART. A22.6.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

N_{Ed}: Valor de cálculo del esfuerzo axial de tracción.

La resistencia de cálculo a tracción **N_{t,Rd}** viene dada por:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Donde:

A: Área de la sección transversal.

f_y: Límite elástico. (Código Estructural, Tabla A22.3.1)

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

12.1.1.3. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A COMPRESIÓN (ART. A22.6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

N_{c,Ed}: Valor de cálculo de la fuerza de compresión.

La resistencia de cálculo a compresión **N_{c,Rd}** viene dada por:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

f_y: Límite elástico. (Código Estructural, Tabla A22.3.1)

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material.



12.1.1.4. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A PANDEO (ART. A6.3.1)

Si la esbeltez $\bar{\lambda} \leq 0.2$ o la relación $N_{cEd} / N_{cr} \leq 0.04$ se puede ignorar el efecto del pandeo, y comprobar únicamente la resistencia de la sección transversal.

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

N_{cEd}/N_{cr} : Relación de axiles.

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

f_y: Límite elástico. (Código Estructural, Tabla A22.3.1)

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

El axil crítico de pandeo elástico **N_{cr}** es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

I_y: Inercia a flexión alrededor del eje Y.

I_z: Inercia a flexión alrededor del eje Z.

I_t: Módulo de torsión uniforme

I_w: Constante de alabeo de la sección.

E: Módulo de elasticidad longitudinal.

G: Módulo de elasticidad transversal.

L_{ky}: Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

L_{ez} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

L_{et} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

i_o : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$i_o = (i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2)^{0.5}$$

Siendo:

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

12.1.1.5. COMPROBACIÓN RESISTENCIA FLEXIÓN (ART. A22.6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Para flexión positiva:

M_{Ed}^+ : Valor de cálculo del momento flector.

Para flexión negativa:

M_{Ed}^- : Valor de cálculo del momento flector.

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico de la sección.

f_y : Límite elástico. (Código Estructural, Tabla A22.3.1)

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.



12.1.1.6. COMPROBACIÓN RESISTENCIA PANDEO (ART. A6.3.2)

Si la esbeltez $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ o la relación $M_{Ed} / M_{cr} \leq 0.16$ se puede ignorar el efecto del pandeo, y comprobar únicamente la resistencia de la sección transversal.

$\bar{\lambda}_{LT}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda}_{LT}^+ = \sqrt{\frac{W_{pl,y}^+ \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT}^- = \sqrt{\frac{W_{pl,y}^- \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

M_{Ed} / M_{cr} : Relación de momentos.

Donde:

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico de la sección.

f_y : Límite elástico. (Código Estructural, Tabla A22.3.1)

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

El momento crítico elástico de pandeo lateral ' M_{cr} ' se determina de la siguiente forma:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_c^2} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{L_c^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\}$$

Siendo:

I_z : Inercia a flexión alrededor del eje Z.

I_t : Módulo de torsión uniforme

I_w : Constante de alabeo.

E : Módulo de elasticidad longitudinal.

G : Módulo de elasticidad transversal.

L_c^+ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

L_c^- : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

C_1 : Coeficiente que depende de la carga y de las condiciones de vinculación de los extremos.

C_2 : Coeficiente que depende de la carga y de las condiciones de vinculación de los extremos.

C_3 : Coeficiente que depende de la carga y de las condiciones de vinculación de los extremos.

k_z : Coeficiente de longitud eficaz, que depende de las restricciones al giro de la sección transversal en los extremos de la barra.

k_w : Coeficiente de longitud eficaz, que depende de las restricciones al alabeo en los extremos de la barra.



PROYECTO BÁSICO, DE EJECUCIÓN Y ACTIVIDAD DE AMPLIACIÓN DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

z_g : Distancia entre el punto de aplicación de la carga y el centro de esfuerzos cortantes, respecto al eje Z.

$$z_g = z_a - z_s$$

Siendo:

z_a : Distancia en la dirección del eje Z entre el punto de aplicación de la carga y el centro geométrico.

z_s : Distancia en la dirección del eje Z entre el centro de esfuerzos cortantes y el centro geométrico.

z_j : Parámetro de asimetría de la sección, respecto al eje Y.

$$z_j = z_s - 0.5 \cdot \int_A (y^2 + z^2) \cdot (z/I_y) \cdot dA$$

12.1.1.7. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A CORTANTE (ART. A22.6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

V_{Ed} : Valor de cálculo del esfuerzo cortante.

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v = 2 \cdot d \cdot t_w$$

Siendo:

d : Altura del alma.

t_w : Espesor del alma.

f_y : Límite elástico. (Código Estructural, Tabla A22.3.1)

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.



12.1.1.8. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A FLECTOR Y CORTANTE COMBINADOS (ART. A22.6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

V_{Ed} : Valor de cálculo del esfuerzo cortante.

$V_{c,Rd}$: Valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante.

12.1.1.9. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A FLEXIÓN Y AXIL COMBINADOS (ART. A22.6.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,Rd,y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,Rd,z}} \right]^\beta \leq 1$$

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Donde:

$N_{t,Ed}$: Valor de cálculo del esfuerzo axil de tracción.

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Valores de cálculo de los momentos solicitantes pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$M_{N,Rd,y}$, $M_{N,Rd,z}$: Momentos resistentes plásticos reducidos debido al esfuerzo axil, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{N,Rd,y} = M_{pl,Rd,y} \cdot (1 - n) / (1 - 0.5 \cdot a_w) \leq M_{pl,Rd,y}$$

$$M_{N,Rd,z} = M_{pl,Rd,z} \cdot (1 - n) / (1 - 0.5 \cdot a_f) \leq M_{pl,Rd,z}$$

$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13 \cdot n^2} \leq 6$$

Siendo:

$$n = N_{t,Ed} / N_{pl,Rd}$$



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a tracción.

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A \leq 0.5$$

$$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t_w) / A \leq 0.5$$

A: Área de la sección bruta.

b: Ancho total de la sección.

h: Canto de la sección.

t_f: Espesor del ala.

t_w: Espesor del alma.

12.1.1.10. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A FLEXIÓN, CORTANTE Y AXIL COMBINADOS (ART. A22.6.2.10)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed,z} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Valor de cálculo del esfuerzo cortante.

$V_{c,Rd,z}$: Valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante.

12.1.1.11. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A TORSION (ART. A22.6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0$$

T_{Ed} : Valor de cálculo de los momentos a torsión totales.

El momento torsor resistente de cálculo T_{Rd} viene dado por:

$$T_{Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} W_T \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

Donde:

W_t : Módulo de resistencia a torsión.

f_y : Límite elástico. (Código Estructural, Tabla A22.3.1)

γ_{mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

12.1.2. 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 recalcularse 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.

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.

PROYECTO BÁSICO, DE EJECUCIÓN Y ACTIVIDAD DE AMPLIACIÓN DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LÍNEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

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 leyes de esfuerzos.

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

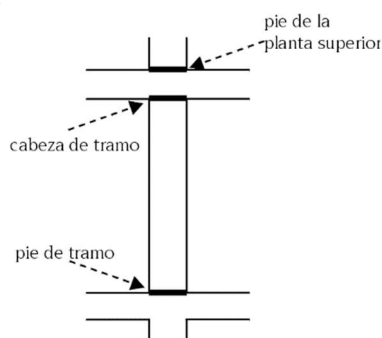


Fig 20 SECCIONES QUE SE COMPRUEBAN EN UNA PLANTA

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.

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

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

Por último, se calculan las placas de anclaje en el arranque de pilares metálicos, verificando las tensiones generales y locales en el acero, hormigón, pernos, punzonamiento y arrancamiento.

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



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

De acuerdo con la norma de aplicación se realizan las comprobaciones de cuantías mínimas y máximas, separaciones mínimas y máximas, así como las comprobaciones dimensionales de los lados (el ancho de un lado es superior a cinco veces su espesor), ya que, si no lo verifica, se emite un mensaje informativo (Dp), y se le aplican las limitaciones impuestas para pilares.

Se comprueban los límites de esbeltez en pantallas para cada lado, no verificándose para muros.

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

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

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

Recuerde que la hipótesis de diafragma rígido a nivel de planta coarta deformaciones y produce esfuerzos de pico, que a veces son poco representativos, conduciendo a un armado elevado, de ahí la utilidad del factor de cumplimiento, para permitir que unas zonas no penalicen el armado del resto del muro, supuesto un armado común por planta.

En muros de bloque de hormigón se aplica el documento correspondiente del Código Técnico de la Edificación DB-SE-F.

12.1.3. DEFORMACIONES EN VIGAS

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

13. 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.

13.1. ENCEPADOS Y PILOTES

El programa calcula encepados de hormigón armado sobre pilotes de sección cuadrada o circular de acuerdo a las siguientes tipologías:

- Encepado de 2 pilotes. (A)
- Encepado de 3 pilotes. (B)
- Encepado de 4 pilotes. (C)

Se trata de hacer una perforación en el terreno, en vertical o con inclinaciones de hasta 20°, de manera que se alcance el estrato indicado, siendo rellenadas después de lechada o mortero y con capacidad de ser armados. Esta perforación se ejecuta en seco, con lodos bentoníticos o entubación, mediante rotopercusión o simplemente a rotación por lo que no suelen transmitirse vibraciones al terreno, lo que apoya aún más su utilización en obras de rehabilitación y restauración. El pequeño diámetro utilizado, entre 100 mm. Y 250 mm., hace que puedan ser traspasados terrenos muy resistentes, como la roca, o elementos estructurales como el hormigón.

PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

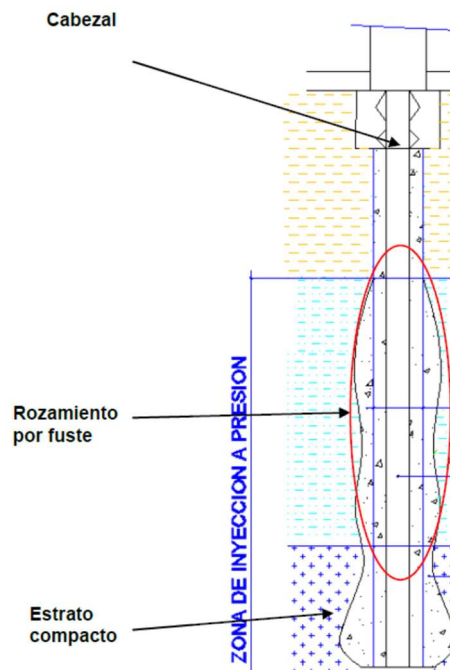
3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

La perforación se realiza con rotación continua, con un equipo especialmente diseñado para operar dentro de edificios sin producir vibraciones ni ruido.

El procedimiento de hormigonado incluye la utilización caños trime. De esta manera se asegura la calidad del mortero. En obra se controla la resistencia y asentamiento.

De ser necesario se emplea el sistema de limpieza del fondo de la perforación AIRLIFT que garantiza la total remoción de detritos.

Igualmente, y dado que el sistema de perforación permite atravesar cualquier tipo de estructura, los micropilotes aseguran la unión directa con la estructura a recalzar sin obras complementarias de unión.



Respecto al diseño de los micropilotes la norma UNE-EN 14199:2006 Ejecución de trabajos especiales. Pilotes en su apartado 7 referente al diseño indica que las normas pertinentes son:

- Respecto a las acciones a considerar la Norma EN 1991-1 para las bases de cálculo y las acciones sobre las estructuras;
- Respecto al diseño estructural la Norma EN 1992-3 para el proyecto estructural de pilotes de hormigón en el caso que consideremos el micropilote como un pilote de hormigón y la Norma EN 1993 para el proyecto estructural de elementos de acero, en el caso que lo consideremos como un elemento esencialmente metálico, así como la Norma EN 1994-1-1 para el proyecto estructural de elementos mixtos si lo consideramos como un elemento mixto.
- Respecto al diseño geotécnico, es decir la determinación de los esfuerzos a considerar en la interacción del micropilote con el terreno la norma a aplicar es la Norma EN 1997-1 Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales.

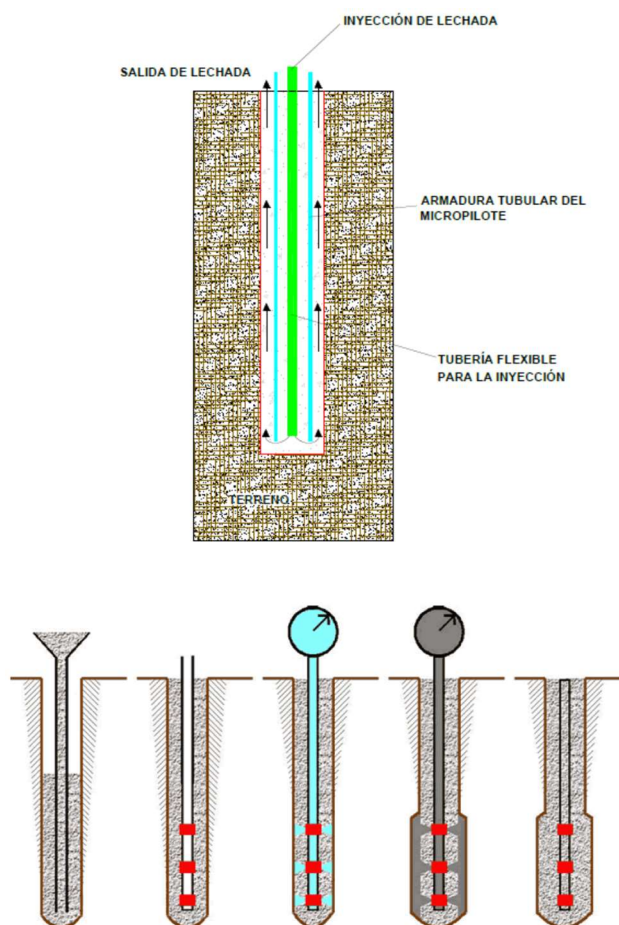
Según el tipo de inyección los micropilotes se clasifican en:

Tipo IU: Son los ejecutados mediante una inyección única global (IU) del taladro de la perforación, con lechada o mortero de cemento.

PROYECTO BÁSICO, DE EJECUCIÓN Y ACTIVIDAD DE AMPLIACIÓN DE CEIP EN EL ENSANCHO DE VALLECAS (LÍNEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/ Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

Esta inyección se efectúa en una sola fase para rellenar el hueco entre el taladro de la perforación y la armadura. Puede hacerse inyectando lechada o mortero por el interior de la armadura tubular para que rellene el hueco entre ésta y el terreno, ascendiendo por la corona exterior. También puede efectuarse mediante inyección a baja presión, a través de un tubo de plástico colocado en el fondo del micropilote, ascendiendo la lechada tanto por el exterior como por el interior de la armadura tubular. Esta inyección se realizará siempre de fondo a cabeza del micropilote.

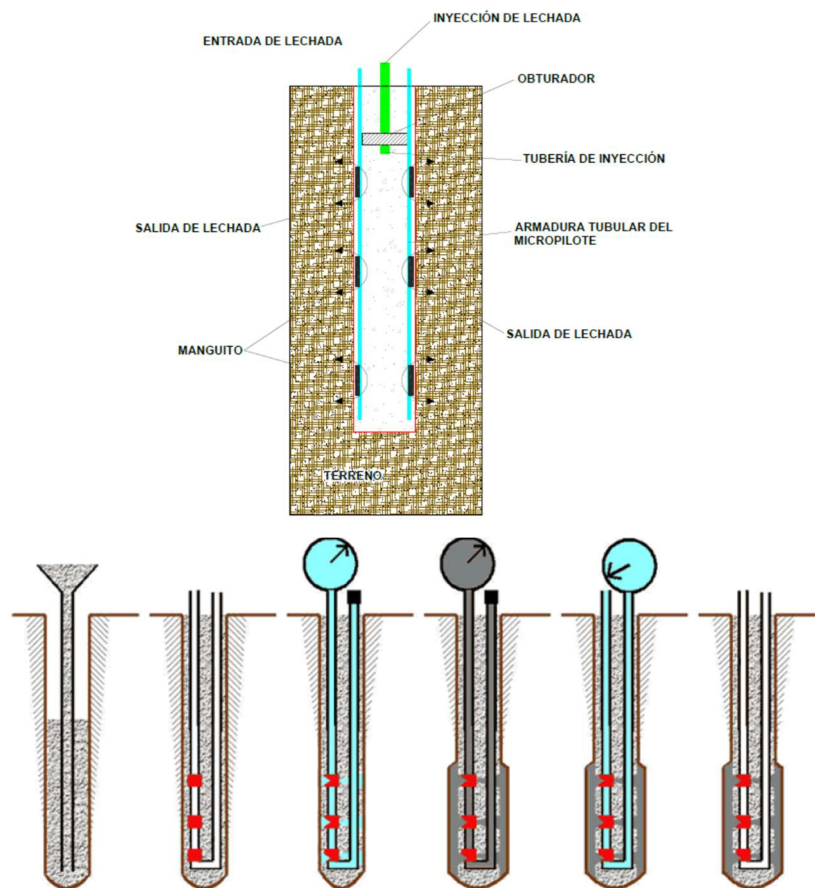


Tipo IR: Son los realizados mediante una inyección repetitiva (IR), del taladro de la perforación.

Esta inyección se efectúa a presión, normalmente a través de un tubo o circuito con válvulas antirretorno, de efecto simultáneo. Al finalizar la inyección, este circuito deberá limpiarse para permitir la re-inyección posterior. Una variante sustituye al tubo con válvulas por un grupo de tubos, de diferente longitud, que cubren tramos diferentes del micropilote. El número de re-inyecciones generalmente no es superior a dos. Al final de la última fase de inyección, la presión en la boca del taladro deberá estar comprendida entre medio mega pascal y la mitad de la presión límite del terreno:

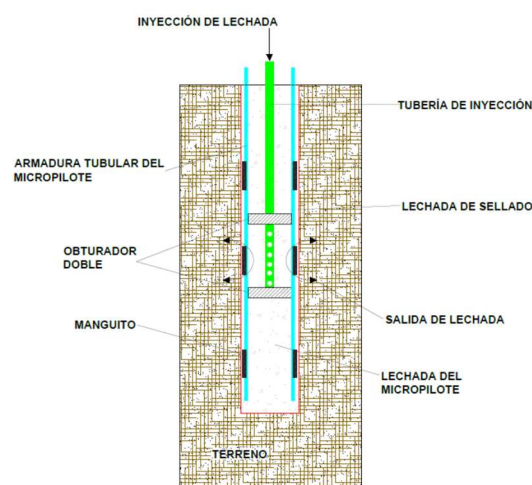
PROYECTO BÁSICO, DE EJECUCIÓN Y ACTIVIDAD DE AMPLIACIÓN DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

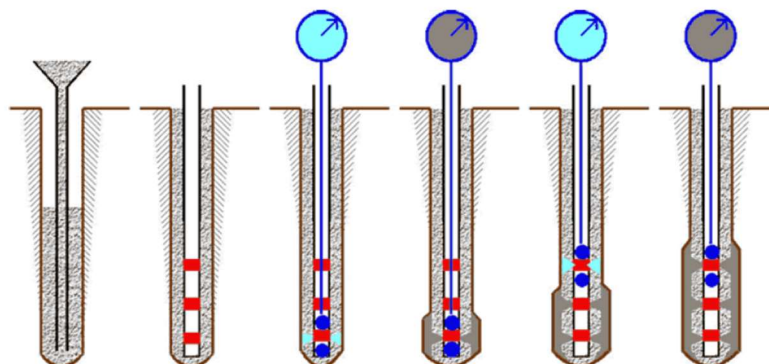
3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.



Tipo IRS: Son los realizados mediante una inyección repetitiva y selectiva (IRS), del taladro de la perforación.

Esta inyección se efectúa a presión desde el interior de la armadura tubular, con doble obturador, a través de tubos manguito instalados en la tubería de armadura, separados no más de 1 m entre sí. Se puede inyectar más de dos veces a través de manguitos seleccionados, en función de la admisión de lechada obtenida, con presión de inyección normalmente comprendida entre un megapascal y la presión límite del terreno.





En el cálculo de la resistencia estructural de los micropilotes, deberá tenerse en cuenta la correspondiente reducción de espesor de las armaduras por corrosión, en función de la vida útil de la estructura proyectada y de las características del terreno.

Salvo justificación expresa del proyecto, la reducción de espesor de la armadura que debe considerarse, a causa de la corrosión, por el contacto del micropilote con el terreno (con o sin presencia de agua subterránea) será mayor o igual que la reflejada en la tabla 2.4

TABLA 2.4. REDUCCIÓN DE ESPESOR DE ARMADURA POR EFECTO DE LA CORROSIÓN¹, r_c (mm)

TIPO DE TERRENO	VIDA ÚTIL REQUERIDA AL MICROPILOTE ³ (años)				
	5	25	50	75	100
Suelos naturales sin alterar	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Suelos naturales contaminados o suelos industriales	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Suelos naturales agresivos (turberas, ciénagas, etc.)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Rellenos no agresivos sin compactar ²	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Rellenos agresivos sin compactar (cenizas, escorias, etc.) ²	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

¹ Según UNE EN 14199.

² La corrosión es menor en rellenos compactados que en rellenos sin compactar; así, en los compactados, los valores reflejados en esta tabla pueden reducirse hasta la mitad.

³ Los valores dados para 5 y 25 años se basan en mediciones reales, mientras que en los demás casos se han obtenido como resultado de extrapolaciones.

13.1.1. CRITERIOS DE CÁLCULO

Los encepados tipo A se basan en el modelo de cargas concentradas sobre macizos. Se arman con cercos verticales y horizontales (opcionalmente con diagonales).

Los encepados tipo B se basan en modelos de bielas y tirantes. Se arman como vigas, con armadura longitudinal inferior, superior y piel, además de cercos verticales.

Los encepados tipo C se basan en modelos de bielas y tirantes. Se pueden armar con vigas laterales, diagonales, parrillas inferiores y superiores, y armadura perimetral de zunchado.

Los encepados tipo D se basan en modelos de bielas y tirantes. Se pueden armar con vigas laterales, diagonales (salvo el rectangular), parrillas inferiores y superiores.

Cualquier encepado se puede comprobar o dimensionar.

La comprobación consiste en verificar los aspectos geométricos y mecánicos con unas dimensiones y armadura dadas. Pueden definirse o no cargas. El dimensionado necesita cargas, y a partir de unas dimensiones mínimas que toma el programa (dimensionado completo) o de unas dimensiones iniciales que aporta el usuario (dimensiones mínimas), se obtiene (si es posible) una geometría y armaduras de acuerdo a la norma y opciones definidas.

13.1.2. CRITERIO DE SIGNOS

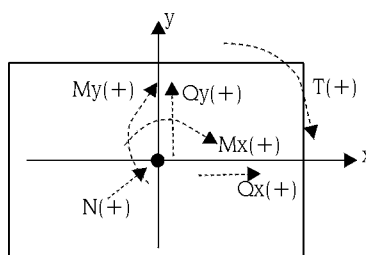


Fig 29

13.1.3. 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 **Coficiente de Aprovechamiento del Pilote** (1.5 por defecto). Si no quiere considerar toda la capacidad portante del pilote, puede definir un porcentaje de la misma, que se ha llamado Fracción de cargas de pilotes, variable entre 0 y 1 (1 por defecto). En este caso, el programa determinará el máximo entre el valor anterior que es función de la capacidad portante, y el máximo de los pilotes por las cargas exteriores aplicadas.

En algunas zonas y países es práctica habitual, pues se obtiene un único encepado por diámetro y número de pilotes, simplificando la ejecución. Esta opción está desactivada por defecto.

Respecto a los esfuerzos, se realizan las siguientes comprobaciones:



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

- aviso de tracciones en los pilotes: tracción máxima $\geq 10\%$ compresión máxima
- aviso de momentos flectores: será necesario disponer vigas centradoras
- aviso de cortantes excesivos: si el cortante en alguna combinación supera el 3% del axil con viento, o en otras combinaciones de la conveniencia de colocar pilotes inclinados.
- aviso de torsiones si existen tales definidos en las cargas

Si se introducen vigas centradoras, dichas vigas absorberán los momentos en la dirección en la que actúen. En encepados de 1 pilote son siempre necesarias en ambas direcciones. En encepados de 2 pilotes y lineales lo son en la dirección perpendicular a la línea de pilotes.

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.

Nota importante: Como se ha mencionado anteriormente, es posible definir varios soportes en un mismo encepado, tipo pilar o pantalla, por lo que se han impuesto algunas restricciones geométricas en forma de aviso en cuanto a las distancias de los soportes al borde o a los pilotes.

Cuando existen varios soportes sobre un encepado, se obtiene la resultante de todos ellos aplicada al centro del encepado, utilizando el método de bielas y tirantes, y suponiendo rígido el encepado, por lo que debe asumir la validez de dicho método, que según el caso particular de que se trate pudiera quedar fuera del campo de aplicación de dicho método, por lo que deberá hacer las correcciones manuales y cálculos complementarios necesarios si sale fuera del campo de validez de dicho método e hipótesis consideradas.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

13.2. PLACAS DE ANCLAJE

En la comprobación de una placa de anclaje, la hipótesis básica asumida por el programa es la de placa rígida o hipótesis de Bernoulli. Esto implica suponer que la placa permanece plana ante los esfuerzos a los que se ve sometida, de forma que se pueden despreciar sus deformaciones a efectos del reparto de cargas. Para que esto se cumpla, la placa de anclaje debe ser simétrica (lo que siempre garantiza el programa) y suficientemente rígida (espesor mínimo en función del lado).

Las comprobaciones que se deben efectuar para validar una placa de anclaje se dividen en tres grupos, según el elemento comprobado: hormigón de la cimentación, pernos de anclaje y placa propiamente dicha, con sus rigidizadores, si los hubiera.

1. Comprobación sobre el hormigón. Consiste en verificar que en el punto más comprimido bajo la placa no se supera la tensión admisible del hormigón. El método usado es el de las tensiones admisibles, suponiendo una distribución triangular de tensiones sobre el hormigón que sólo pueden ser de compresión. La comprobación del hormigón sólo se efectúa cuando la placa está apoyada sobre el mismo, y no se tiene un estado de tracción simple o compuesta. Además, se desprecia el rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje, es decir, la resistencia frente a cortante y torsión se confía exclusivamente a los pernos.

2. Comprobaciones sobre los pernos. Cada perno se ve sometido, en el caso más general, a un esfuerzo axial y un esfuerzo cortante, evaluándose cada uno de ellos de forma independiente. El programa considera que en placas de anclaje apoyadas directamente en la cimentación, los pernos sólo trabajan a tracción. En caso de que la placa esté a cierta altura sobre la cimentación, los pernos podrán trabajar a compresión, haciéndose la correspondiente comprobación de pandeo sobre los mismos (se toma el modelo de viga biempotrada, con posibilidad de corrimiento relativo de los apoyos normal a la directriz: $b = 1$) y la traslación de esfuerzos a la cimentación (aparece flexión debida a los cortantes sobre el perfil). El programa hace tres grupos de comprobaciones en cada perno:

Tensión sobre el vástago. Consiste en comprobar que la tensión no supere la resistencia de cálculo del perno.

Comprobación del hormigón circundante. A parte del agotamiento del vástago del perno, otra causa de su fallo es la rotura del hormigón que lo rodea por uno o varios de los siguientes motivos:

- Deslizamiento por pérdida de adherencia.
- Arrancamiento por el cono de rotura.
- Rotura por esfuerzo cortante (concentración de tensiones por efecto cuña).

Para calcular el cono de rotura de cada perno, el programa supone que la generatriz del mismo forma 45 grados con su eje. Se tiene en cuenta la reducción de área efectiva por la presencia de otros pernos cercanos, dentro del cono de rotura en cuestión.

No se tienen en cuenta los siguientes efectos, cuya aparición debe ser verificada por el usuario:

- Pernos muy cercanos al borde de la cimentación. Ningún perno debe estar a menos distancia del borde de la cimentación, que su longitud de anclaje, ya que se reduciría el área efectiva del cono de rotura y además aparecería otro mecanismo de rotura lateral por cortante no contemplado en el programa.
- Espesor reducido de la cimentación. No se contempla el efecto del cono de rotura global que aparece cuando hay varios pernos agrupados y el espesor del hormigón es pequeño.
- El programa no contempla la posibilidad de emplear pernos pasantes, ya que no hace las comprobaciones necesarias en este caso (tensiones en la otra cara del hormigón).

Aplastamiento de la placa. El programa también comprueba que, en cada perno, no se supera el cortante que produciría el aplastamiento de la placa contra el perno.

3. Comprobaciones sobre la placa

PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

Cálculo de tensiones globales. El programa construye cuatro secciones en el perímetro del perfil, comprobando todas frente a tensiones. Esta comprobación sólo se hace en placas con vuelo (no se tienen en cuenta los pandeos locales de los rigizadores, y usted debe comprobar que sus respectivos espesores no les dan una esbeltez excesiva).

Cálculo de tensiones locales. Se trata de comprobar todas las placas locales en las que perfil y rigidizadores dividen a la placa de anclaje propiamente dicha. Para cada una de estas placas locales, partiendo de la distribución de tensiones en el hormigón y de axiles en los pernos, se calcula su flector ponderado pésimo, comparándose con el flector de agotamiento plástico. Esto parece razonable, ya que para comprobar cada placa local suponemos el punto más pésimo de la misma, donde obtenemos un pico local de tensiones que puede rebajarse por la aparición de plastificación, sin disminuir la seguridad de la placa.

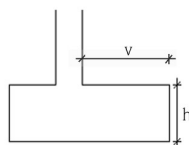
13.3. COMBINACIONES DE ACCIONES

Se aplicará lo indicado en el documento del Código Técnico de la Edificación:

Seguridad Estructural. Cimientos. DB-SE-C.o en su caso lo indicado en C.E.21.

Se han implementado combinaciones para cimentación diferenciadas del resto de los elementos de hormigón, ya que el artículo 2.4.2.5 del DB-SE-C establece unos coeficientes de seguridad parciales (tabla 2.1) diferentes de los especificados en C.E.21. Estas combinaciones se aplican a zapatas, encepados, vigas centradoras y de atado.

Se establece una clasificación de las zapatas en rígidas y flexibles.



Rígida: $v \leq 2h$

Flexible: $v > 2h$

Fig 30

En el programa sólo se calcularán **zapatas rígidas**, es decir, aquéllas en las que el vuelo es menor que dos veces su altura, que es lo más habitual.

El programa utiliza el método del momento, tal como se indica en los comentarios del art. 59.4, ya que el método de las bielas y tirantes no se puede aplicar para todos los casos, y máxime cuando el programa admite momentos y cortantes en dos direcciones ortogonales, por lo que resulta más adecuado y con resultados prácticamente idénticos.

Se aplica por tanto lo indicado de forma general en la memoria, utilizando las características de los materiales de acuerdo a la norma **C.E.21**.

Desaparece la comprobación de adherencia en la presente norma. En cuanto a las cuantías mínimas mecánicas y geométricas, se definen en las Opciones.

Se introduce de forma opcional la disposición de una armadura de zunchado perimetral en función del axil de cálculo transmitidos por el pilar.

Implementación de otras normas. Es posible definir el uso de otras normativas seleccionando los materiales correspondientes a dichas normas y efectuando el cálculo de acuerdo a lo indicado en esta memoria.

Consulte las opciones de cálculo del programa para definir aquéllas que considere más interesantes.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

13.4 MATERIALES A EMPLEAR

13.4.1. HORMIGONES

Se define una serie de hormigones tipificados:

HA-25,

en donde el número indica la resistencia característica f_{ck} , a los 28 días en probeta cilíndrica, expresado en N/mm² (MPa).

Niveles de control. En general, se establecen dos coeficientes reductores de la resistencia del hormigón en función de las situaciones de proyecto: Persistente o transitoria, Accidental.

Situación de proyecto	Hormigón γ_c
Persistente o transitoria	1.5
Accidental	1.3

Se podrá reducir el valor del coeficiente de seguridad del hormigón de acuerdo a 2.4.2.4.

Por tanto, la resistencia de cálculo f_{cd} será diferente en función de la combinación de acciones que se esté calculando.

El módulo de elasticidad del hormigón y sus resistencias de acuerdo a la tabla A.19.3.1:

13.4.2. ACEROS

Los tipos de aceros a utilizar son:

Denominación	Límite elástico (f_{yk}) en N/mm ²
B-400-S	400
B-500-S	500
B-400-SD	400
B-500-SD	500
B-500-T/S	500

siendo el módulo de elasticidad de acuerdo a lo indicado en 3.2.

Diámetros utilizables. Para los aceros B400-S, B400-SD, B-500-S y B500-SD los diámetros podrán ser: 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32.

Para los aceros B-500-T/S, utilizables como mallazos, los diámetros podrán ser: 4, 4.5, 5, 5.5, 6, 6.5, 7, 7.5, 8, 8.5, 9, 9.5, 10, 11, 12, 14, 16, 20, 25, 32.

Niveles de control. En general, se establecen dos coeficientes reductores de la resistencia del acero en función de las situaciones de proyecto: Persistente o transitoria, Accidental.

Situación de proyecto	Acero γ_s
Persistente o transitoria	1.15
Accidental	1.0



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

Por tanto, la resistencia de cálculo f_{yd} depende del nivel de control y de la combinación de acciones que estemos calculando.

13.5.COMBINACIONES DE ACCIONES

Se han implementado en el programa las combinaciones de acciones para las verificaciones de ELU según los principios generales establecidos en el anejo 18 en función del uso seleccionado. Para hormigón se utilizan los coeficientes parciales de seguridad especificados por la **C.E.21**, mientras que para el resto de materiales se usan los de la tabla 4.1 de CTE, en Resistencia Permanente (peso propio, peso del terreno) y variable.

Para los estados límite últimos (E.L.U.) el valor de los coeficientes parciales de seguridad de mayoración de acciones utilizados para las combinaciones es el que se muestra en la siguiente tabla.

Tipo de acción	Situación permanente y transitoria		Situación accidental	
	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
Permanente (peso propio)	$\gamma_g = 1.00$	$\gamma_g = 1.35$ c. intenso	$\gamma_g = 1.00$	$\gamma_g = 1.00$
Variable (sobrecarga, viento)	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1.50$	$\gamma_Q = 0.00$	Sobrecarga: $\gamma_Q = 1.00$ viento: $\gamma_Q = 0.00$
Accidental (sismo)			$\gamma_A = 1.00$	$\gamma_A = 1.00$

Los estados límite de servicio (E.L.S.) tomarán siempre $\gamma_g = \gamma_Q = 1$ y se aplican a Desplazamientos.

Para los elementos de la estructura que sean metálicos o de fábrica, se aplican los coeficientes del CTE de la tabla 4.1. o los correspondientes del C.E.21.

13.6. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

Se aplica lo indicado en el artículo 6.1.

13.7. ESTADO LÍMITE DE INESTABILIDAD (PANDEO)

Se aplica lo indicado en el artículo 5.8.

13.8. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

Se aplica lo indicado en el artículo 6.2.

13.8.1. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR TORSIÓN EN VIGAS

Se aplica lo indicado en el artículo 6.3.

13.9. ESTADO LÍMITE DE PUNZONAMIENTO

Se aplica lo indicado en el artículo 6.4.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

Se aplica también el método general del programa por tensiones tangenciales, que calcula en perímetros paralelos al borde de apoyos, la primera superficie a 0.5 d, y en los restantes cada 0.75 d, pasando por la superficie a 2d y continuando.

El presente método permite una evaluación más precisa de las tensiones de comparación de la EH-91, basado a su vez en el Código ACI americano, y cuya implementación permite el programa. El programa **Análisis del Punzonamiento** de **CYPE** implementa la formulación del artículo 6.4, y al cual le remitimos si desea hacer una comprobación aislada y comparar resultados.

13.10. ESTADO LÍMITE DE DESCOMPRESIÓN. FISURACIÓN

De forma opcional, puede establecer un límite de fisura, y se realiza la comprobación de fisuración, de acuerdo a lo indicado en el artículo 7.3.2., en vigas de hormigón armado en flexión simple.

También se pueden aplicar de forma opcional los criterios de limitación de la fisuración por cortante.

13.11. ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN

Se aplica lo indicado en el artículo 7.4 pero adoptando el criterio de determinación de la inercia equivalente del tramo según el método de BISCHOFF, similar a Branson y que se obtiene unos resultados equivalentes a l método de doble integración de curvaturas y permite una clara exposición de sus resultados.

Se aplica el método simplificado, obteniéndose las flechas mediante doble integración de curvaturas para forjados.

Se aplicará lo indicado en el **Código Técnico de la Edificación** en su **apartado 4.3.3 Deformaciones**, así como lo expuesto en 7.4.3 del C.E.21 en lo referente a forjados unidireccionales de viguetas o placas alveolares.

13.12. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para todos los elementos estructurales, vigas, soportes y losas, se aplica lo indicado en el capítulo 9 para cada uno de dichos elementos.

Para estructuras calculadas de acuerdo a la NCSE-02 por el método de Análisis Modal Espectral que permite el programa, si se seleccionan los requisitos de ductilidad para estructuras de ductilidad alta y muy alta.

De forma opcional se podrá realizar el solape de la armadura vertical en la zona central de los pilares.

14. IMPLEMENTACION DEL CTE DB-SI -6, C.E.21, EC-2

Se ha implementado en el programa la verificación de la resistencia al fuego en las estructuras, según lo expuesto en el **CTE DB-SI., C.E.21 y EC-2** en su metodología simplificada en cada caso que da unos resultados equivalentes. Se detalla a continuación lo implementado con el DB SI.

El programa calcula para cada elemento la distancia mínima equivalente de los armados, según lo expuesto en el **Anejo C del DB-SI**

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{y_{ki}} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum (A_{si} \cdot f_{y_{ki}})}$$



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

El programa verificará que el recubrimiento del armado cumple con los recubrimientos mínimos de armados citados en las tablas del **Anejo C del DB-SI**. En el caso de que no verificase se indicaría el revestimiento necesario del material previamente elegido.

14.1. SOPORTES Y MUROS

El programa verificará que se cumplan las distancias mínimas de la **tabla C.2**, se clasificarán los muros con empujes como muros expuestos a una cara, el resto de muros se considerarán expuestos a ambas caras.

Si la resistencia al fuego requerida es mayor que R 90 y el armado resultado del cálculo sea mayor que el 2% de la sección de hormigón, se buscarán disposiciones de armado simétricas

14.2. VIGAS

Si la viga está expuesta a 3 caras se utiliza la **tabla C.3**, en el caso de vigas planas se verificarán con las distancias mínimas de la columna "Flexión en una dirección" de la **tabla C.4** de losas macizas.

Si la resistencia al fuego requerida fuese mayor que R 90 se prolonga el primer refuerzo del armado de negativos hasta 1/3 de la longitud del tramo.

Para vigas expuestas a tres caras se verifica si que el área no sea inferior a $2(b_{min})^2$

El programa considera como viga plana la que se ha introducido como tal, si se introduce una viga descolgada del mismo canto que el forjado, se considerará como viga expuesta a tres caras.

15. DURABILIDAD

En general se ha contemplado el artículo 11.3 Estrategia de durabilidad del CE.

Entre otras maneras se mediante la aplicación de una serie de criterios relativos a dimensiones geométricas, calidades de los productos a emplear y condiciones de ejecución y mantenimiento de la estructura, de forma que se pueda asumir el cumplimiento de los Estados Límite asociados a la durabilidad.

Tal y como se ha mencionado atrás se han definido clase de ambientes en función de la agresividad que han permitido ajustar conforme al código estructural todos los parámetros de resistencia recubrimientos contenido mínimo de rigor etcétera que se indican en el mencionado código. Como estás guapísima interrogación qué tal ayer con Dani interrogación no tenemos suerte para coincidir ayer mi amigo nos invitó a comer

15.1. HORMIGÓN ARMADO

Se ha desarrollado una instalación integral de evacuación de las aguas de lluvia. Se ha dotado de impermeabilización a todos aquellos elementos que lo requieren.

Se aporta en los planos una colección de detalles, desarrollados de manera expresa a través de bibliotecas técnicas, así como experiencias anteriores. Estos detalles están pensados y experimentados para su constructibilidad y mejor durabilidad de las estructuras. Además, en muchos casos, se detalla la forma, diámetro y longitud de cada tramo de barra, y la longitud total.

Se indica en diferentes sitios que se adopta y observa el articulado completo del CE y CTE DB SE, entre otros, incluyendo los requisitos de durabilidad.

Se trata en el proyecto de igual manera respecto a la durabilidad a todos los materiales estructurales.

Se definen conforme al c

15.1.1. ACERO LAMINADO Y CONFORMADO

Se ha tenido en cuenta la durabilidad de la estructura de acero laminado, y se explica que todo se ajusta a lo indicado en los artículo 22 al 29 de Código Técnico.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

Se contempla la protección de toda la estructura metálica mediante pinturas antioxidantes. Se proyecta una colección de detalles tipo y otros especiales para este proyecto concreto que están previstos para la fácil soldabilidad evitar que se acumulen todas de difícil mantenimiento o en las que se puedan formar capas de óxidos formando parte de la estrategia durabilidad.

Se dimensiona los elementos metálicos de acuerdo a la norma CTE SE-A (Seguridad estructural), C.E.21 o EC-3 que se haya seleccionado, 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 con lo indicado en la norma.

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.

15.12. ESTRUCTURA DE MADERA LAMINADA ENCOLADA

Se clasifica la estructura de madera encolada como de clase de uso 2, por lo que se aplicarán tratamientos antibióticos en todas sus caras, sin más exigencias.

La madera laminada encolada tendrá forzosamente el sello de calidad CE.

Se le ha dotado de espesor adicional suficiente para asegurar la resistencia al fuego considerando una velocidad de carbonización de 0.6mm/min.





PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/ Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

MEMORIA DE CÁLCULO

PROYECTO DE ESTRUCTURA Y CIMENTACIÓN DE NAVE GIMNASIO:

**CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA
5 - 15+30)**

C/ Cañada del Santísimo 23, Madrid.





ÍNDICE

MEMORIA DE CÁLCULO	5
1. Justificación de la solución adoptada	5
1.1. Cimentación	5
1.2. Método de cálculo y durabilidad.....	5
1.2.1. Hormigón armado	5
1.2.2. Acero laminado y conformado	6
1.2.3. Muros de fábrica de ladrillo y bloque de hormigón de árido, denso y ligero...	7
1.3. Cálculos por Ordenador.....	7
2. Características de los materiales a utilizar	7
2.1. Hormigón armado	7
2.1.1. Hormigones	7
2.1.2. Acero en barras	8
2.1.3. Ejecución	8
2.2. Ensayos a realizar	8
2.3. Distorsión angular y deformaciones admisibles.....	8
3. Acciones Gravitatorias	9
3.1.- Concargas y sobrecargas en plantas	9
4. Acciones del viento	10
Coeficiente de exposición	11
Coeficiente eólico de edificios de pisos	11
Coeficientes adoptados en el modelo de cálculo informático	12
Coeficientes adoptados en el cálculo	13
5. Acciones térmicas y reológicas	13
6. Acciones sísmicas	14
CLASIFICACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES	15
CRITERIOS DE APLICACIÓN DE LA NORMA	15
7. Combinaciones de acciones consideradas	16
7.1. Hormigón Armado	16
8. Tipo de análisis efectuado por el programa	18
8.1. Descripción de Problemas a Resolver.....	18
8.2. Descripción del Análisis Efectuado por el Programa.....	18
9. Discretización de la estructura	18
9.1. Consideración del tamaño de los nudos.....	21
9.2. Redondeo de las Leyes de Esfuerzos en Apoyos.....	22
10. Método de comprobación a pandeo	24
11. Opciones de cálculo	28
11.1. Estructuras de hormigón armado. Opciones de Cálculo.....	28
12. Dimensionado de secciones	34
12.1. Comprobación y Dimensionado de Elementos.....	34





PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/ Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

12.1.1. Vigas Metálicas	34
12.1.2. Pilares, Pantallas y muros de hormigón armado.....	43
12.1.3. Deformaciones en Vigas	45
13. Cimentaciones	45
13.1. Encepados y micropilotes.....	45
13.1.1. Criterios de cálculo	49
13.1.2. Criterio de signos	50
13.1.3. Consideraciones de cálculo y geometría	50
13.2. Placas de Anclaje.....	52
13.3. Combinaciones de acciones.....	53
13.4. Materiales a emplear.....	54
13.4.1. Hormigones	54
13.4.2. Aceros	54
13.5. Combinaciones de acciones.....	55
13.6. Estado Límite de agotamiento frente a solicitaciones normales	55
13.7. Estado Límite de inestabilidad (pandeo)	55
13.8. Estado Límite de agotamiento frente a cortante.....	55
13.8.1. Estado Límite de agotamiento por torsión en vigas.....	55
13.9. Estado Límite de Punzonamiento.....	55
13.10. Estado Límite de descompresión. Fisuración.....	56
13.11. Estado Límite de deformación.....	56
13.12. Elementos estructurales.....	56
14. IMPLEMENTACION DEL CTE DB-SI -6, C.E.21, EC-2	56
14.1. Soportes y muros.....	57
14.2. Vigas	57
15. durabilidad.....	57
15.1. Hormigón armado.....	57
15.1.1. Acero laminado y conformado	57
15.1.2. ESTRUCTURA DE MADERA LAMINADA ENCOLADA	58





MEMORIA DE CÁLCULO

1. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

Se trata del Proyecto Ejecución de un edificio formado por un cuerpo diáfano que alberga una pista polideportiva.

La zona de gimnasio se organiza mediante pilares metálicos de sección normalizada tipo HEB y cubierta de vigas y correas de madera laminada.

En toda la superficie se dispone de un forjado sanitario de canto 20+5 apoyado sobre muretes de hormigón armado de 50 cm de espesor.

La cimentación se resuelve mediante encepados de pilotes arriostrados con vigas de centrado. El contenido en sulfatos del suelo a la cota de cimentación clasifica a las muestras analizadas como no agresivas al ser su valor inferior a 2000 ppm. El suelo sobre el que se va a cimentar queda clasificado como suelo Húmedo, raramente seco., correspondiente a elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente en contacto con agua o enterrados en suelos no agresivos (por ejemplo, cimentaciones).

Para este tipo de terreno, la CE-2021 recomienda la utilización de hormigones con una relación agua-cemento inferior a 0.60 y una dosificación mínima de cemento de 275 Kg/m³

1.1. CIMENTACIÓN

De acuerdo al informe geotécnico existen dos posibles soluciones de cimentación:

Mediante losa armada por debajo de la cota -1.50m.

Mediante cimentación profunda, resistencias para el dimensionado según tabla a continuación.

Capa o estrato	Profundidad (m)	R _r (kp/cm ²)	R _p (kp/cm ²)
Nivel 1: Rellenos	0,00 – 1,50	--	--
Nivel 2: Arenas y limos margosos	1,50 – 3,00	0,03	--
	3,00 – 6,00	0,09	--
	6,00 – 9,00	0,38	240 ^(*)

Se adopta esta solución en consonancia con la fase anteriormente construida del mismo colegio.

Debe indicarse que se emplea el informe geotécnico realizado para el conjunto de la parcela anteriormente coma y empleado para el dimensionado de cimentaciones y muros de la primera fase.

1.2. MÉTODO DE CÁLCULO Y DURABILIDAD

1.2.1. 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.

PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

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 anejo 18 del C.E.21 y las combinaciones de hipótesis básicas definidas en el anejo 19.

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 con 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 sollicitaciones 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. Respecto a la durabilidad de la estructura se incluye un plan de mantenimiento.

Se ha desarrollado una instalación integral de evacuación de las aguas de lluvia. Se ha dotado de impermeabilización a todos aquellos elementos que lo requieren.

Se aporta en los planos una colección de detalles, desarrollados de manera expresa a través de bibliotecas técnicas, así como experiencias anteriores. Estos detalles están pensados y experimentados para su constructibilidad y mejor durabilidad de las estructuras.

Se indica en diferentes sitios que se adopta y observa el articulado completo del CE y CTE DB SE, entre otros, incluyendo los requisitos de durabilidad.

Se trata en el proyecto de igual manera respecto a la durabilidad a todos los materiales estructurales.

1.2.2 ACERO LAMINADO Y CONFORMADO

Se ha tenido en cuenta la durabilidad de la estructura de acero laminado, y se explica que todo se ajusta a lo indicado en los artículo 22 al 29 de Código Técnico.

Se contempla la protección de toda la estructura metálica mediante pinturas antioxidantes.

Se proyecta una colección de detalles tipo y otros especiales para este proyecto concreto que están previstos para la fácil soldabilidad evitar que se acumulen todas de difícil mantenimiento o en las que se puedan formar capas de óxidos formando parte de la estrategia durabilidad.

Se dimensiona los elementos metálicos de acuerdo a la norma CTE SE-A (Seguridad estructural), C.E.21 o EC-3 que se haya seleccionado, 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.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

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.

1.2.3 MUROS DE FÁBRICA DE LADRILLO Y BLOQUE DE HORMIGÓN DE ÁRIDO, DENSO Y LIGERO

Para el cálculo y comprobación de tensiones de las fábricas de ladrillo se tendrá en cuenta lo indicado en la norma CTE SE-F, y el Eurocódigo-6 en los bloques de hormigón.

El cálculo de solicitaciones se hará de acuerdo a los principios de la Mecánica Racional y la Resistencia de Materiales.

Se efectúan las comprobaciones de estabilidad del conjunto de las paredes portantes frente a acciones horizontales, así como el dimensionado de las cimentaciones de acuerdo con las cargas excéntricas que le solicitan.

1.3 CÁLCULOS POR ORDENADOR

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

2. 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:

2.1 HORMIGÓN ARMADO

2.1.1 HORMIGONES

	Elementos de Hormigón Armado				
	Toda la obra	Cimentación			
Resistencia Característica a los 28 días: f_{ck} (N/mm ²)	25	25			
Tipo de cemento (RC-03)	CEM I/32.5 N				
Cantidad máxima/mínima de cemento (kg/m ³)	300	275			
Tamaño máximo del árido (mm)		40			
Tipo de ambiente (agresividad)	XC3	XC2			
Consistencia del hormigón		Fluida			
Asiento Cono de Abrams (cm)		3 a 5			
Sistema de compactación	Vibrado				
Nivel de Control Previsto	Estadístico				
Coeficiente de Minoración	1.5				
Resistencia de cálculo del hormigón: f_{cd} (N/mm ²)	16.66	16.66			



2.1.2. ACERO EN BARRAS

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

2.1.3. EJECUCIÓN

	Toda la obra	Cimentación	Comprimidos	Flectados	Otros
A. Nivel de Control previsto	Normal				
B. Coeficiente de Mayoración de las acciones desfavorables Permanentes/Variables	1.35/1.5				

2.2. ENSAYOS A REALIZAR

Hormigón Armado. De acuerdo a los niveles de control previstos, se realizaran los ensayos pertinentes de los materiales, acero y hormigón según se indica en el C.E.21.

Aceros estructurales. Se harán los ensayos pertinentes de acuerdo a lo indicado en el C.E.21 o CTE SE-Ha seleccionado.

2.3. DISTORSIÓN ANGULAR Y DEFORMACIONES ADMISIBLES

Distorsión angular admisible en la cimentación. De acuerdo a la norma CTE SE-C, artículo 2.4.3, y en función del tipo de estructura, se considera aceptable un asiento máximo admisible de: 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, así como lo indicado en 7.4 del C.E.21, limitación de deformaciones. Se ha verificado tanto el desplome local como el total de acuerdo con lo expuesto en 4.3.3.2 de la citada norma.

Hormigón armado. 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 con 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 con unas condiciones habituales de la práctica constructiva en la edificación convencional. Por tanto, a partir de estos supuestos se estiman los coeficientes de fluencia 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.

En los elementos de hormigón armado se establecen los siguientes límites:



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

Flechas activas máximas relativas y absolutas para elementos de Hormigón Armado y Acero		
Estructura no solidaria con otros elementos	Estructura solidaria con otros elementos	
	Tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas	Tabiques frágiles o pavimentos rígidos sin juntas
VIGAS Y LOSAS Relativa: $\delta / L < 1/300$	Relativa: $\delta / L < 1/400$	Relativa: $\delta / L < 1/500$
FORJADOS UNIDIRECCIONALES Relativa: $\delta / L < 1/300$	Relativa: $\delta / L < 1/500$ $\delta / L < 1/1000 + 0.5 \text{ cm}$	Relativa: $\delta / L < 1/500$ $\delta / L < 1/1000 + 0.5 \text{ cm}$

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

3. ACCIONES GRAVITATORIAS

Según las indicaciones del Código Técnico de la Edificación (CTE) – Documento Básico SE-AE (Seguridad Estructural – Acciones en la edificación), y de acuerdo con las instrucciones recibidas, se han adoptado las siguientes acciones gravitatorias:

3.1.- CARGAS Y SOBRECARGAS EN PLANTAS

Peso Propio:

- Formación de cubierta ligera 0.20 KN / m²
- Forjado losa maciza 20 cm 5.00 KN / m²
- Forjado losa alveolar 20+5 4.13 KN / m²

Cargas muertas:

- Forjado alveolar 20+5 interiores 2.00 KN / m²
- Cubiertas alveolares 20+5 planas 3.00 KN / m²
- Cubiertas losa maciza 20 2.00 KN / m²

Sobrecargas de uso:

- Mantenimiento de cubierta gimnasio 0.40 KN / m²
- Forjado losa maciza 20 cm 1.00 KN / m²
- Forjado losa alveolar 20+5 5.00 KN / m²



FIGUER

ESTUDIO DE PROYECTOS



4. ACCIONES DEL VIENTO

La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo del viento.

Las disposiciones del DBSE-AE Acciones en la edificación no son aplicables a los edificios situados en altitudes superiores a 2.000 m. En estos casos, las presiones del viento se deben establecer a partir de datos empíricos disponibles. Este Documento Básico tampoco cubre las construcciones de esbeltez superior a 6.

El estudio de las acciones de viento, dependen de la localización geográfica del edificio, pudiendo encontrarse en tres zonas distintas clasificadas según el anejo D del documento DBSE-AE, relativo a la zona climática geográfica, definiendo una velocidad del viento según el siguiente cuadro:

ZONA GEOGRÁFICA / VELOCIDAD / CARGA DE VIENTO		
ZONA	VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO V_b (m/s)	PRESIÓN DINÁMICA DEL VIENTO Q_b (kN/m ²)
A	26	4.23
B	27	4.56
C	29	5.26

Se ha considerado una densidad de aire de 1.25 Kg/m³ en el cálculo de la presión dinámica, si bien se pueden realizar estudios específicos de las zona para acotar dicha densidad de acuerdo a la altitud, temperaturas etc.

La acción del viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

siendo:

- q_b la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 0.50 kN/m². Pueden obtenerse valores más precisos mediante el anejo D en función del emplazamiento geográfico de la obra
- C_e el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentre ubicada la construcción. Se determina de acuerdo con lo establecido en el apartado 3.3.3 del DBSE-AE. En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independientemente de la altura de 2.0.
- C_p el coeficiente eólico o de presión dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión. Su valor se establece en los apartados 3.3.4 y 3.3.5





PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

Los edificios se comprobarán ante la acción del viento en todas direcciones, independientemente de la existencia de construcciones contiguas medianeras, aunque generalmente bastará la consideración en dos sensiblemente ortogonales cualesquiera. Para cada dirección se debe considerar la acción en los dos sentidos. Si se procede con un coeficiente eólico global, la acción se considerará aplicada con una excentricidad en planta del 5% de la dimensión máxima del edificio en el plano perpendicular a la dirección de viento considerada y del lado desfavorable

La acción del viento genera además fuerzas tangenciales paralelas a la superficie. Se calculan como el producto de la presión exterior por el coeficiente de rozamiento, de valor igual a 0.01 si la superficie es muy lisa, por ejemplo, de acero o aluminio, 0.02 si es rugosa como en el caso de hormigón y 0.04 si es muy rugosa, como en el caso de existencia de ondas, nervaduras o pliegues. En las superficies a barlovento y sotavento no será necesario tener en cuenta la acción del rozamiento si su valor no supera el 10% de la fuerza perpendicular debida a la acción del viento.

COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor puede tomarse de la tabla 3.3 del DB SE-AE Acciones en la Edificación, siendo la altura del punto considerado la medida respecto a la rasante media de la fachada a barlovento. Para alturas superiores a 30 m los valores deben obtenerse de las expresiones generales que se recogen en el Anejo A de la citada Norma.

EN el caos de edificios situados en las cercanías de acantilados o escarpas de pendiente mayor de 40°, la altura se medirá desde la base de dichos accidentes topográficos. El DBSE-AE sólo es de aplicación para alturas de acantilado o escarpa inferiores a 50 m.

A efectos de grado de espereza, el entorno del edificio se clasificará en el primero de los tipos siguientes al que pertenezca, para la dirección de viento analizada.

- I - Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 Km de longitud.
- II - Terrenos rural llanos sin obstáculos ni arbolado de importancia
- III - Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como ravioles o construcciones pequeñas
- IV - Zona urbana en general, industrial o forestal
- V - Centro de ciudades, con profusión de edificios en altura

COEFICIENTE EÓLICO DE EDIFICIOS DE PISOS

Respecto al coeficiente eólico C_p en edificios de pisos con forjados que conectan todas las fachadas a intervalos regulares, con huecos o ventana pequeños practicables o herméticos y compartimentados interiormente, para el análisis global de la estructura, bastará considerar coeficientes eólicos globales a barlovento y sotavento, aplicando a la acción del viento a la superficie proyección del volumen edificado en un plano perpendicular a la acción del viento. Como coeficientes cólicos globales, podrán adoptarse los de la siguiente tabla:





PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

COEFICIENTE EÓLICO EN EDIFICIOS DE PISOS						
	ESBELTEZ EN EL PLANO PARALELO AL VIENTO					
	< 0.25	0.5	0.75	1.00	1.25	≤ 5.00
COEFICIENTE EÓLICO DE PRESIÓN C_p	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
COEFICIENTE EÓLICO DE SUCCIÓN C_s	-0.3	-0.4	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7

Para otros casos y como alternativa al coeficiente eólico global se podrá determinar la acción del viento como resultante de la que existe en cada punto, a partir de los coeficientes eólicos que se establecen en el Anejo D para diversas formas canónicas, aplicando los de la que presente rasgos más coincidentes con el caso analizado, considerando en un caso la forma conjunta del edificio con los medianeros

En edificios con cubierta plana la acción del viento sobre la misma, generalmente de succión, opera habitualmente del lado de la seguridad y se puede despreciar.

COEFICIENTES ADOPTADOS EN EL MODELO DE CÁLCULO INFORMÁTICO

En el caso de estructuras modelizadas con programas informáticos, el viento se genera de forma automática. El programa genera las cargas horizontales en cada planta, de acuerdo con la norma, en dos direcciones ortogonales X, Y y en ambos sentidos (+X, -X, +Y, -Y). Se puede definir un coeficiente de cargas para cada dirección y sentido de actuación del viento, que multiplica la presión total del viento.

También se puede considerar en el programa, el cálculo de la amplificación de esfuerzos producidos por la actuación de las cargas horizontales de viento. 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.

Como el cálculo de los desplazamientos no se realiza con las secciones fisuradas y homogeneizadas (resultaría demasiado laborioso), se establece una simplificación que consiste en una reducción de las rigideces de las secciones, lo que implica un aumento de los desplazamientos, ya que son inversamente proporcionales. El programa solicita como dato el "factor multiplicador de los desplazamientos" para tener en cuenta esa reducción de la rigidez.

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, esto supone un coeficiente amplificador de los desplazamientos de 1.80 y, de acuerdo al coeficiente de estabilidad global, no superar el valor de 1.35 sería razonable. Estos datos se pueden consultar en los anejos de cálculo.

En estructuras con pilares metálicos, el "coeficiente amplificador de los desplazamientos" es de 1.00, ya que el comportamiento de los elementos de acero es elástico y lineal.





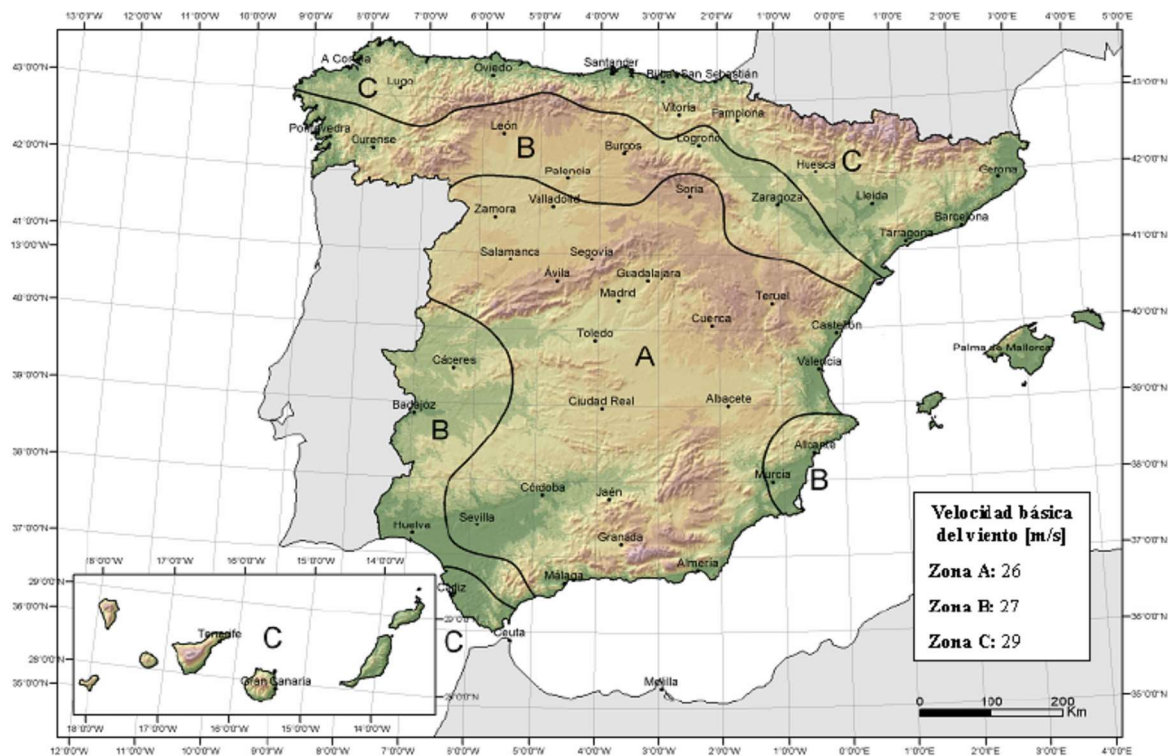
PROYECTO BÁSICO, DE EJECUCIÓN Y ACTIVIDAD DE AMPLIACIÓN DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LÍNEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

COEFICIENTES ADOPTADOS EN EL CÁLCULO

Los datos que es necesario introducir en el modelo para que genere las cargas de viento son:

- Zona eólica (A, B o C): A
- Grado de aspereza del entorno (I, II, III, IV y V): V
- Coeficiente de cargas:
 - Acción del viento según +X: 1.0
 - Acción del viento según +Y: 1.0
 - Acción del viento según -X: 1.0
 - Acción del viento según -Y: 1.0
- Coeficiente multiplicador de desplazamientos (P-delta): 1.50



5. ACCIONES TÉRMICAS Y REOLÓGICAS

De acuerdo a la CTE DB SE-AE, no es necesario tenerlo en cuenta.



FIGUER

ESTUDIO DE PROYECTOS

6. ACCIONES SÍSMICAS

La acción del sismo sobre las estructuras de edificación se rige por la Norma NCSE-02 "Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación"

La Norma NCSE-02 tiene como objeto proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto de construcción, reforma y conservación de aquellas edificaciones y obras a las que sea aplicable de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 1.2.

La finalidad última de estos criterios es la de evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y el coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros. El promotor podrá requerir prestaciones mayores que las exigidas en la Norma NCSE-02.

La Norma NCSE-02 es de aplicación al proyecto, construcción y conservación de edificios de nueva planta. En los casos de reforma o rehabilitación se tendrá en cuenta esta Norma a fin de que los niveles de seguridad de los elementos afectados sean superiores a los que poseían en su concepción original. Las obras de rehabilitación o reforma que impliquen modificaciones substanciales de la estructura son asimilables a todos los efectos a las de construcción de nueva planta.

El proyectista o director de obra podrá adoptar, bajo su responsabilidad, criterios distintos a los que se establecen en la Norma, siempre que el nivel de seguridad y servicio de la construcción no sea inferior al fijado por la norma, debiéndolo reflejar en el proyecto.





PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

CLASIFICACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES

A efectos de la Norma NCSE-02, de acuerdo con el uso a que se destinan, con los daños que puede ocasionar su destrucción e independientemente del tipo de obra de que se trate, las construcciones se clasifican en.

- De importancia moderada

Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos

- De importancia normal

Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos

- De importancia especial

Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y documentos públicos análogos.

CRITERIOS DE APLICACIÓN DE LA NORMA

Conforme a su artículo 1.2.3. "Criterios de aplicación de la Norma", la aplicación de la Norma NCSE-02 es obligatoria en todas las construcciones recogidas en el artículo 1.2.1, excepto:

- En las construcciones de importancia moderada.
- En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b , sea inferior a 0,04 g., siendo g. la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b , sea inferior a 0,08 g. No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo, a_c , es igual o mayor de 0.08 g.

Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0.04g deberá tenerse en cuenta los posibles efectos del sismo en terrenos potencialmente inestables.

En los casos en que sea de aplicación esta Norma no se utilizarán estructuras de mampostería en seco, de adobe o de tapial en las edificaciones de importancia normal o especial.

Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0.08g e inferior a 0.12g, las edificaciones de fábrica de ladrillo, de bloques de mortero, o similares, poseerán un máximo de cuatro alturas, y si dicha aceleración sísmica básica es igual o superior a 0.12g, un máximo de dos.

En los edificios en que ha de aplicarse, esta Norma requiere:

- Calcular la construcción para la acción sísmica definida en el capítulo 2, mediante los procedimientos descritos en el capítulo 3.
- Cumplir las reglas de proyecto y las prescripciones constructivas indicadas en el capítulo 4

Como consecuencia, en el caso que nos ocupa, el edificio objeto del presente proyecto es de importancia normal y el valor resultante de la aceleración sísmica básica, a_b , menor de 0,04 g., por lo que NO es obligatoria la aplicación de esta Norma Sismorresistente.

7. COMBINACIONES DE ACCIONES CONSIDERADAS

7.1. 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 y cimentaciones: C.E.21/CTE

▪ Situaciones no sísmicas

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

▪ 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 (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_1)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.00	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 (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_1)	Acompañamiento (ψ_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 (*)



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

(*) 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: 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 (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_1)	Acompañamiento (ψ_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 (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_1)	Acompañamiento (ψ_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.





8. TIPO DE ANÁLISIS EFECTUADO POR EL PROGRAMA

8.1. DESCRIPCIÓN DE PROBLEMAS A RESOLVER

CYPECAD ha sido concebido para realizar el cálculo y dimensionado de estructuras de hormigón armado y metálicas diseñado con forjados unidireccionales, reticulares y losas macizas para edificios sometidos a acciones verticales y horizontales. Las vigas de forjados pueden ser de hormigón y metálicas. Los soportes pueden ser pilares de hormigón armado, metálicos, pantallas de hormigón armado, muros de hormigón armado con o sin empujes horizontales y muros de fábrica. La cimentación puede ser fija (por zapatas o encepados) o flotante (mediante vigas y losas de cimentación).

Con él se pueden obtener la salida gráfica de planos de dimensiones y armado de las plantas, vigas, pilares, pantallas y muros por plotter, impresora y ficheros DXF, así como listado de datos y resultados del cálculo.

8.2. 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.

9. DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura se discretiza en elementos tipo barra (estructuras 3D integradas), emparrillados 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. Simulación de apoyo en muro:** se definen tres tipos de vigas simulando el apoyo en muro, el cual se discretiza como una serie de apoyos coincidentes con los nudos de la discretización a lo largo del apoyo en muro, al que se le aumenta su rigidez de forma considerable ($\times 100$). Es como una viga continua muy rígida sobre apoyos con tramos de luces cortas.

Los tipos de apoyos a definir son:

- **empotramiento:** desplazamientos y giros impedidos en todas direcciones
- **articulación fija:** desplazamientos impedidos, pero giro libre
- **articulación con deslizamiento libre horizontal:** desplazamiento vertical coartado, horizontal y giros libres.

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

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

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

Si cuando se encuentra en continuidad se quiere que no se empotre, se debe disponer una rótula en el extremo de la viga en el apoyo.

No es posible conocer las reacciones sobre estos tipos de apoyo.

- ♦ **2.2. 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. Vigas inclinadas:** Se definen como barras entre dos puntos que pueden estar en un mismo nivel o planta o en diferentes niveles, creándose dos nudos en dichas intersecciones. Cuando una viga inclinada une dos zonas independientes no produce el efecto de indeformabilidad del plano con comportamiento rígido, ya que poseen seis grados de libertad sin coartar.

- ♦ **4. Forjados unidireccionales:** Las viguetas son barras que se definen en los paños huecos entre vigas o muros, y que crean nudos en las intersecciones de borde y eje correspondientes de la viga que intersectan. Se puede definir doble y triple vigueta, que se representa por una única barra con alma de mayor ancho. La geometría de la sección en **T** a la que se asimila cada vigueta se define en la correspondiente ficha de datos del forjado.
- ♦ **5. 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.
- ♦ **6. 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.
- ♦ **6.1. Losas de cimentación:** son losas macizas flotantes cuya discretización es idéntica a las losas normales de planta, con muelles cuya constante se define a partir del coeficiente de balasto. Cada paño puede tener coeficientes diferentes (ver en Anexo 2 Losas y vigas de cimentación).
- ♦ **7. Forjados reticulares:** la discretización de los paños de forjado reticular se realiza en mallas de elementos finitos tipo barra cuyo tamaño es de un tercio del intereje definido entre nervios de la zona aligerada, y cuya inercia a flexión es la mitad de la zona maciza, y la inercia a torsión el doble de la de flexión. La dimensión de la malla se mantiene constante tanto en la zona aligerada como en la maciza, adoptando en cada zona las inercias medias antes indicadas. Se tiene en cuenta la deformación por cortante y se mantiene la hipótesis de diafragma rígido. Se considera la rigidez a torsión de los elementos.
- ♦ **8. Pantallas H.A.:** Son elementos verticales de sección transversal cualquiera, formada por rectángulos múltiples entre cada planta, y definidas por un nivel inicial y un nivel final. La dimensión de cada lado es constante en altura, pudiendo disminuirse su espesor. En una pared (o pantalla) una de las dimensiones transversales de cada lado debe ser mayor que cinco veces la otra dimensión, ya que si no se verifica esta condición no es adecuada su discretización como elemento finito, y realmente se puede considerar un pilar como elemento lineal. Tanto vigas como forjados se unen a las paredes a lo largo de sus lados en cualquier posición y dirección, mediante una viga que tiene como ancho el espesor del tramo y canto constante de 25 cm. No coinciden los nodos con los nudos de la viga. (Fig 1).

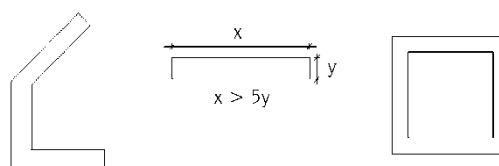


Fig 1

EJEMPLOS TÍPICOS DE PANTALLAS

- ♦ **9. Muros de hormigón armado y muros de sótano:** Son elementos verticales de sección transversal cualquiera, formada por rectángulos entre cada planta, y definidas por un nivel inicial y un nivel final. La dimensión de cada lado puede ser diferente en cada planta, pudiendo disminuirse su espesor en cada planta. En una pared (o muro) una de las dimensiones transversales de cada lado debe ser mayor que cinco veces la otra dimensión, ya que, si no se verifica esta condición, no es adecuada su discretización como elemento finito, y realmente se puede considerar un pilar, u otro elemento en función de sus dimensiones. Tanto vigas como forjados y pilares se unen a las paredes del muro a lo largo de sus lados en cualquier posición y dirección.

Todo nudo generado corresponde con algún nodo de los triángulos.

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

9.1. 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.

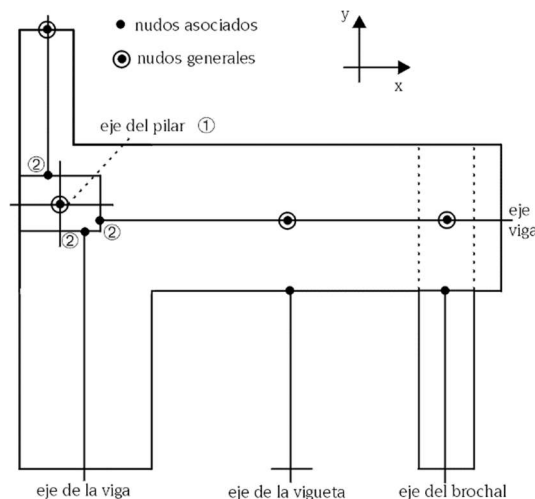


Fig 2 DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se consideran δ_{z1} , θ_{x1} , θ_{y1} como los desplazamientos del pilar ①, δ_{z2} , θ_{x2} , θ_{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).

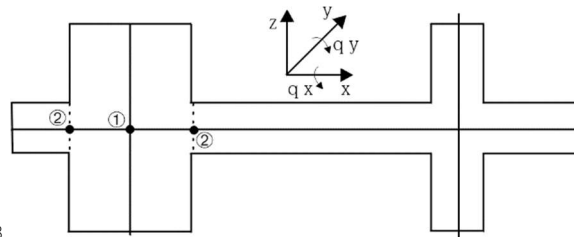


Fig 3

COMENTARIO: El modelo estructural definido por el programa responde de acuerdo a los datos introducidos por el usuario, debiendo prestar especial atención a que la geometría introducida sea acorde con el tipo de elemento escogido y su adecuación a la realidad. En particular, se quiere llamar la atención en aquellos elementos que, siendo considerados en el cálculo como elementos lineales (pilares, vigas, viguetas), no lo sean en la realidad, dando lugar a elementos cuyo comportamiento sea bidimensional o tridimensional, y los criterios de cálculo y armado no se ajusten al dimensionado de dichos elementos. A modo de ejemplo podemos citar el caso de ménsulas cortas, vigas-pared y placas, situaciones que se pueden dar en vigas, o losas que realmente son vigas, o pilares o pantallas cortas que no cumplan las limitaciones geométricas entre sus dimensiones longitudinales y transversales. Para esas situaciones el usuario debe realizar las correcciones manuales posteriores necesarias para que los resultados del modelo teórico se adapten a la realidad física.

9.2. REDONDEO DE LAS LEYES DE ESFUERZOS EN APOYOS

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

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

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

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

Dentro del soporte se supone una respuesta lineal como reacción de las cargas transmitidas por el dintel y las aplicadas en el nudo, transmitidas por el resto de la estructura (Fig 4).

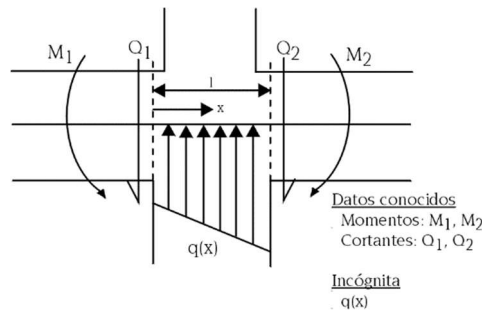


Fig 4

Datos conocidos: - momentos: M_1, M_2 Incógnita: $q(x)$
- cortantes: Q_1, Q_2

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):

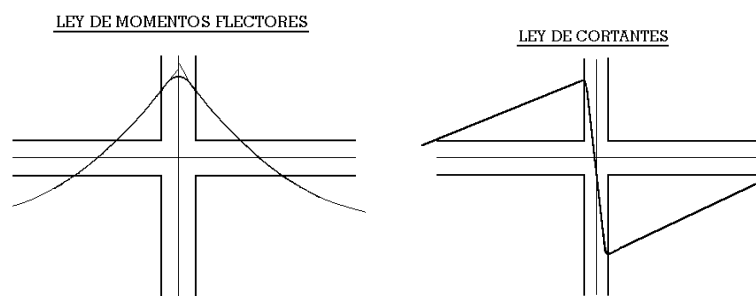


Fig 5

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 C.E.21 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.

10 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:

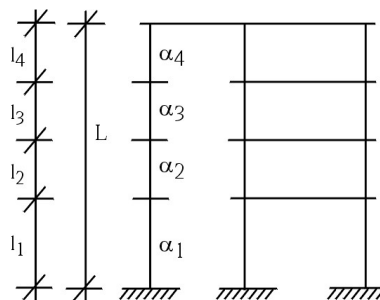


Fig 6



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_0 , 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 $l_0 = \alpha \cdot l$ (tanto en la dirección X como Y local del pilar, con su valor correspondiente).

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

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

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

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

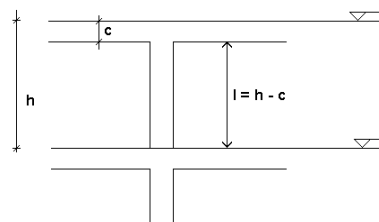


Fig 7

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:

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

ACTUA VIENTO

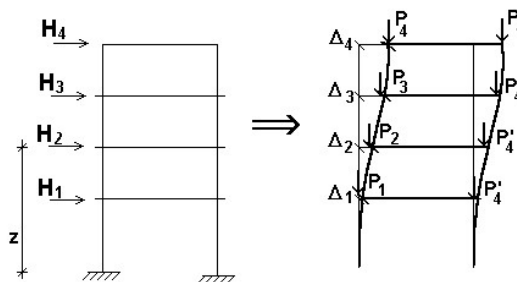


Fig 8

De la misma forma se define un momento por efecto **P-delta**, **M_{PA}**, 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**.

$$M_{PAk} = \sum_i \sum_j P_{ij} \Delta_i$$

siendo

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

Si se calcula el coeficiente $C_K = \frac{M_{PAk}}{M_{HK}}$ para cada hipótesis gravitatoria y para cada

dirección de la acción horizontal, se puede obtener un coeficiente amplificador del coeficiente de mayoración de las 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:

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

siendo

γ_{fqi} : coeficiente de mayoración de cargas permanentes de la hipótesis **i**
γ_{fqi} : coeficiente de mayoración de cargas variables de la hipótesis **j**
γ_z : coeficiente de estabilidad global



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

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 debería 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.

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 ACT-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:

$$\text{Coeficiente multiplicador de los desplazamientos} = 2$$



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

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:

$$\sum (\gamma_{fji} \cdot C_i + \gamma_{fji} \cdot C_i) \geq 1$$

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.

11. OPCIONES DE CÁLCULO

11.1. 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.

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

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

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

La redistribución de momentos se efectúa con los momentos negativos en bordes de apoyos, que en pilares será a caras, es decir afecta a la luz libre, determinándose los nuevos valores de los momentos dentro del apoyo a partir de los momentos redistribuidos a cara, y las consideraciones de redondeo de las leyes de esfuerzos indicadas en el apartado anterior.

En 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 $E I/L$ 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.

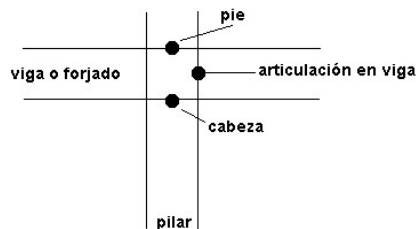


Fig 9

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.

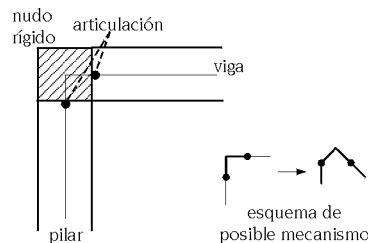


Fig 10

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.

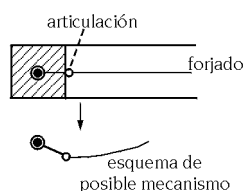


Fig 11 Viga con rigidez torsional muy pequeña

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 axial

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 axial
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. · 10 ⁻¹⁵	∞	S.B. · x	∞
Apoyo y empot. en muro	S.B. · 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

Coeficientes de Rigidez a Torsión. Existe una opción que permite definir un coeficiente reductor de la rigidez a torsión (α), 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.

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

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/α , siendo α 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:

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

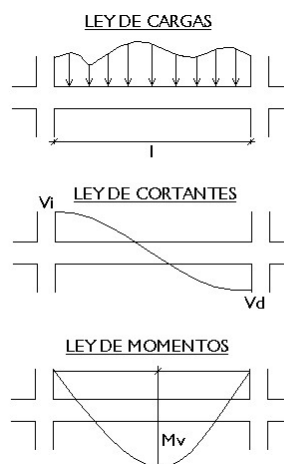


Fig 12

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

D.-Otras Opciones. Enumeraremos a continuación las opciones no citadas y que, por supuesto, influyen y personalizan los cálculos.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

Pilares

- Disposición de barras verticales (longitudes máximas, unión de tramos cortos, solapes intermedios)
- Cortar esperas en el último tramo (en cabeza)
- Reducción de la longitud de anclaje en pilares
- Criterios de simetría de armaduras en las caras
- Criterios de continuidad de barras
- Recubrimiento geométrico
- Disposición de perfiles metálicos
- Transiciones por cambio de dimensiones
- Redondeo de longitud de barras
- Tramado de pilares y pantallas
- Solapar en la zona central del tramo. En las zonas sísmicas, se traslada el solape de barras a la zona central del tramo, alejada de la zona de máximos esfuerzos que es conveniente activar con sismos elevados.
- Solapes en muros y pantallas. Verifica que la armadura en el solape está a tracción o compresión, aplicando un coeficiente amplificación de la longitud de solape, en función de la separación de barras.
- Factor de cumplimiento exigido en muros y pantallas. El armado de un tramo de muro o pantalla puede presentar tensiones de pico que penalizan el armado si se pretende que cumpla al 100%. Con esta opción, se permite un % menor de cumplimiento, o la comprobación de un armado dado.

Vigas

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



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

- ♦♦ Envoltente de cortantes (ley continua o discontinua)
- ♦♦ Armado de cortantes (colocación de armadura de piel, sección de comprobación del cortante)
- ♦♦ Selección de estribado
- ♦♦ Coeficientes de fluencia - flecha activa
 - ♦ Coeficientes de fluencia de flecha total a plazo infinito
- ♦♦ Fisuración
 - ♦ Limitación de la fisuración por cortante (sólo C.E.21)
 - ♦ Limitación de la fisuración por torsión (sólo C.E.21)

Forjados de losa maciza y reticulares

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

Generales

- ♦♦ Opciones generales de dibujo
- ♦♦ Longitud máxima de corte de una barra
- ♦♦ Mermas de acero en medición
- ♦ Cuantías mínimas en negativos de forjados unidireccionales
- ♦ Cuantías mínimas en negativos de placas aligeradas
- ♦ Armado en forjados unidireccionales
- ♦ Armado en placas aligeradas
- ♦ Momentos mínimos a cubrir con armadura en forjados y vigas
- ♦ Armado de jácenas (vigas)
- ♦ Coeficiente reductor de la rigidez a flexión en forjados unidireccionales
- ♦ Consideración del armado a torsión en vigas
- ♦ Coeficientes reductores de la rigidez a torsión
- ♦ Opciones para vigas metálicas
- ♦ Límites de flecha en vigas
- ♦ Límites de flecha en placas aligeradas

Dibujo

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





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

12. DIMENSIONADO DE SECCIONES

12.1. 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.

12.1.1. VIGAS METÁLICAS

Se dimensionan de acuerdo a la norma correspondiente y al tipo de acero.

Se propone dentro de la serie el perfil óptimo.

Se dimensionan a flexión simple, ya que no se considera el axil.

De forma opcional se comprueba el pandeo lateral.

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

Para el análisis estructural, el dimensionamiento y la comprobación de las estructuras de acero, el autor del proyecto empleará el conjunto de principios y reglas establecidos en los Anejos 22 a 29

El proyecto de las estructuras de acero deberá estar de acuerdo con los criterios generales establecidos en el Anejo 18 o en la reglamentación específica vigente.

También deberán aplicarse las disposiciones suplementarias para estructuras de acero dadas en este apartado.

Deberán considerarse que se cumplen los requisitos básicos del Artículo 5 del Código Estructural donde los cálculos de estados límite se combinen con el método de los coeficientes parciales y la combinación de acciones establecidas en el Anejo 18 junto con las acciones establecidas en la reglamentación específica vigente.

Para las estructuras de acero laminado deberán aplicarse los requisitos para resistencia, servicio y durabilidad establecidos en los Anejos 22 a 29,.



PROYECTO BÁSICO, DE EJECUCIÓN Y ACTIVIDAD DE AMPLIACIÓN DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LÍNEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

12.1.1.1. COMPROBACIÓN DE ABOLLADURA ALMA INDUCIDA POR EL ALA COMPRIMIDA (ART. A25.8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Donde:

h_w : Canto del alma

t_w : Espesor del alma.

A_w : Área del alma.

A_{fc} : Área eficaz del ala comprimida.

k : Coeficiente que depende de la clase de la sección.

E : Módulo de elasticidad longitudinal.

f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.

Siendo:

$$f_{yf} = f_y$$

12.1.1.2. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A TRACCIÓN (ART. A22.6.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

N_{Ed} : Valor de cálculo del esfuerzo axial de tracción.

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Donde:

A : Área de la sección transversal.

f_y : Límite elástico. (Código Estructural, Tabla A22.3.1)

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.





12.1.1.3. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A COMPRESIÓN (ART. A22.6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$N_{c,Ed}$: Valor de cálculo de la fuerza de compresión.

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

f_y : Límite elástico. (Código Estructural, Tabla A22.3.1)

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

12.1.1.4. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A PANDEO (ART. A6.3.1)

Si la esbeltez $\bar{\lambda} \leq 0.2$ o la relación $N_{c,Ed} / N_{cr} \leq 0.04$ se puede ignorar el efecto del pandeo, y comprobar únicamente la resistencia de la sección transversal.

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$N_{c,Ed} / N_{cr}$: Relación de axiles.

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

f_y : Límite elástico. (Código Estructural, Tabla A22.3.1)

N_{cr} : Axil crítico de pandeo elástico.





El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

I_y : Inercia a flexión alrededor del eje Y.

I_z : Inercia a flexión alrededor del eje Z.

I_t : Módulo de torsión uniforme

I_w : Constante de alabeo de la sección.

E : Módulo de elasticidad longitudinal.

G : Módulo de elasticidad transversal.

L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

i_0 : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$i_0 = (i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2)^{0.5}$$

Siendo:

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.





12.1.1.5. COMPROBACIÓN RESISTENCIA FLEXIÓN (ART. A22.6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Para flexión positiva:

M_{Ed}^+ : Valor de cálculo del momento flector.

Para flexión negativa:

M_{Ed}^- : Valor de cálculo del momento flector.

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico de la sección.

f_y : Límite elástico. (Código Estructural, Tabla A22.3.1)

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

12.1.1.6. COMPROBACIÓN RESISTENCIA PANDEO (ART. A6.3.2)

Si la esbeltez $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ o la relación $M_{Ed} / M_{cr} \leq 0.16$ se puede ignorar el efecto del pandeo, y comprobar únicamente la resistencia de la sección transversal.

$\bar{\lambda}_{LT}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda}_{LT}^+ = \sqrt{\frac{W_{pl,y}^+ \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT}^- = \sqrt{\frac{W_{pl,y}^- \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

M_{Ed} / M_{cr} : Relación de momentos.

Donde:

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico de la sección.

f_y : Límite elástico. (Código Estructural, Tabla A22.3.1)





M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

El momento crítico elástico de pandeo lateral ' M_{cr} ' se determina de la siguiente forma:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_c^2} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{L_c^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\}$$

Siendo:

I_z : Inercia a flexión alrededor del eje Z.

I_t : Módulo de torsión uniforme

I_w : Constante de alabeo.

E : Módulo de elasticidad longitudinal.

G : Módulo de elasticidad transversal.

L_c^+ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

L_c^- : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

C_1 : Coeficiente que depende de la carga y de las condiciones de vinculación de los extremos.

C_2 : Coeficiente que depende de la carga y de las condiciones de vinculación de los extremos.

C_3 : Coeficiente que depende de la carga y de las condiciones de vinculación de los extremos.

k_z : Coeficiente de longitud eficaz, que depende de las restricciones al giro de la sección transversal en los extremos de la barra.

k_w : Coeficiente de longitud eficaz, que depende de las restricciones al alabeo en los extremos de la barra.

z_g : Distancia entre el punto de aplicación de la carga y el centro de esfuerzos cortantes, respecto al eje Z.

$$z_g = z_a - z_s$$

Siendo:

z_a : Distancia en la dirección del eje Z entre el punto de aplicación de la carga y el centro geométrico.

z_s : Distancia en la dirección del eje Z entre el centro de esfuerzos cortantes y el centro geométrico.

z_j : Parámetro de asimetría de la sección, respecto al eje Y.

$$z_j = z_s - 0.5 \cdot \int_A (y^2 + z^2) \cdot (z/I_y) \cdot dA$$



12.1.1.7. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A CORTANTE (ART. A22.6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

V_{Ed} : Valor de cálculo del esfuerzo cortante.

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v = 2 \cdot d \cdot t_w$$

Siendo:

d : Altura del alma.

t_w : Espesor del alma.

f_y : Límite elástico. (Código Estructural, Tabla A22.3.1)

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

12.1.1.8. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A FLECTOR Y CORTANTE COMBINADOS (ART. A22.6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

V_{Ed} : Valor de cálculo del esfuerzo cortante.

$V_{c,Rd}$: Valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante.



12.1.1.9. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A FLEXIÓN Y AXIL COMBINADOS (ART. A22.6.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,Rd,y}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,Rd,z}} \right]^{\beta} \leq 1$$

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Donde:

$N_{t,Ed}$: Valor de cálculo del esfuerzo axil de tracción.

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Valores de cálculo de los momentos solicitantes pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$M_{N,Rd,y}$, $M_{N,Rd,z}$: Momentos resistentes plásticos reducidos debido al esfuerzo axil, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{N,Rd,y} = M_{pl,Rd,y} \cdot (1 - n) / (1 - 0.5 \cdot a_w) \leq M_{pl,Rd,y}$$

$$M_{N,Rd,z} = M_{pl,Rd,z} \cdot (1 - n) / (1 - 0.5 \cdot a_f) \leq M_{pl,Rd,z}$$

$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13 \cdot n^2} \leq 6$$

Siendo:

$$n = N_{t,Ed} / N_{pl,Rd}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a tracción.

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$a_w = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A \leq 0.5$$

$$a_f = (A - 2 \cdot h \cdot t_w) / A \leq 0.5$$



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

A: Área de la sección bruta.

b: Ancho total de la sección.

h: Canto de la sección.

t_f: Espesor del ala.

t_w: Espesor del alma.

12.1.1.10. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A FLEXIÓN, CORTANTE Y AXIL COMBINADOS (ART. A22.6.2.10)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo **V_{Ed}** es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo **V_{c,Rd}**.

$$V_{Ed,z} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

Donde:

V_{Ed,z}: Valor de cálculo del esfuerzo cortante.

V_{c,Rd,z}: Valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante.

12.1.1.11. COMPROBACIÓN RESISTENCIA A TORSION (ART. A22.6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0$$

T_{Ed}: Valor de cálculo de los momentos a torsión totales.

El momento torsor resistente de cálculo **T_{Rd}** viene dado por:

$$T_{Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} W_T \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Donde:

W_T: Módulo de resistencia a torsión.

f_y: Límite elástico. (Código Estructural, Tabla A22.3.1)

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material.





12.1.2. 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.

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).

PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

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 leyes de esfuerzos.

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

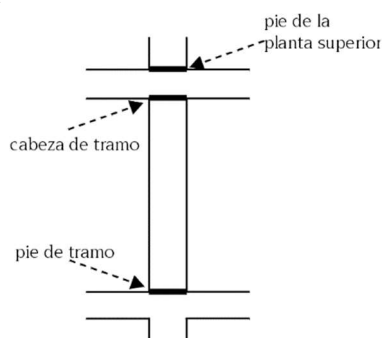


Fig 20 SECCIONES QUE SE COMPRUEBAN EN UNA PLANTA

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 necesarias. Revise los cortantes, por si fuera necesario un cálculo manual del estribado que no hace la versión actual.

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

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

Por último, se calculan las placas de anclaje en el arranque de pilares metálicos, verificando las tensiones generales y locales en el acero, hormigón, pernos, punzonamiento y arrancamiento.

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

De acuerdo con la norma de aplicación se realizan las comprobaciones de cuantías mínimas y máximas, separaciones mínimas y máximas, así como las comprobaciones dimensionales de los lados (el ancho de un lado es superior a cinco veces su espesor), ya que, si no lo verifica, se emite un mensaje informativo (Dp), y se le aplican las limitaciones impuestas para pilares.

Se comprueban los límites de esbeltez en pantallas para cada lado, no verificándose para muros.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

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

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

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

Recuerde que la hipótesis de diafragma rígido a nivel de planta coarta deformaciones y produce esfuerzos de pico, que a veces son poco representativos, conduciendo a un armado elevado, de ahí la utilidad del factor de cumplimiento, para permitir que unas zonas no penalicen el armado del resto del muro, supuesto un armado común por planta.

En muros de bloque de hormigón se aplica el documento correspondiente del Código Técnico de la Edificación DB-SE-F.

12.1.3. DEFORMACIONES EN VIGAS

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

13. 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.

13.1. ENCEPADOS Y MICROPILOTES

El programa calcula encepados de hormigón armado sobre pilotes de sección cuadrada o circular de acuerdo a las siguientes tipologías:

- Encepado de 2 pilotes. (A)
- Encepado de 3 pilotes. (B)
- Encepado de 4 pilotes. (C)

Se trata de hacer una perforación en el terreno, en vertical o con inclinaciones de hasta 20°, de manera que se alcance el estrato indicado, siendo rellenadas después de lechada o mortero y con capacidad de ser armados. Esta perforación se ejecuta en seco, con lodos bentoníticos o entubación, mediante rotoperCUSión o simplemente a rotación por lo que no suelen transmitirse vibraciones al terreno, lo que apoya aun más su utilización en obras de rehabilitación y restauración. El pequeño diámetro utilizado, entre 100 mm. Y 250 mm., hace que puedan ser traspasados terrenos muy resistentes, como la roca, o elementos estructurales como el hormigón.

La perforación se realiza con rotación continua, con un equipo especialmente diseñado para operar dentro de edificios sin producir vibraciones ni ruido.

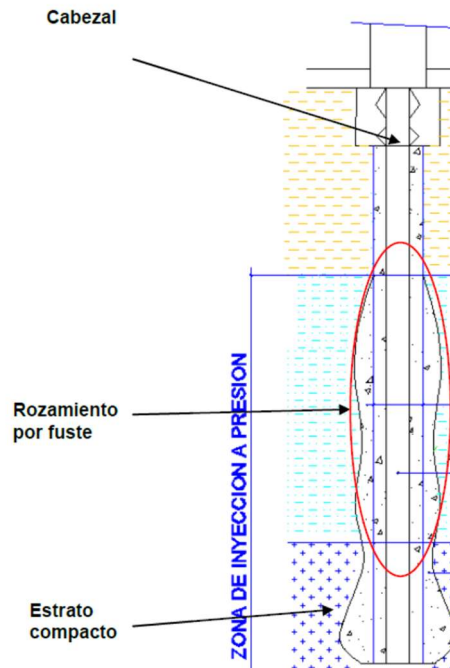
El procedimiento de hormigonado incluye la utilización caños trime. De esta manera se asegura la calidad del mortero. En obra se controla la resistencia y asentamiento.

De ser necesario se emplea el sistema de limpieza del fondo de la perforación AIRLIFT que garantiza la total remoción de detritos.

PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

Igualmente, y dado que el sistema de perforación permite atravesar cualquier tipo de estructura, los micropilotes aseguran la unión directa con la estructura a recalzar sin obras complementarias de unión.



Respecto al diseño de los micropilotes la norma UNE-EN 14199:2006 Ejecución de trabajos especiales. Micropilotes en su apartado 7 referente al diseño indica que las normas pertinentes son:

- Respecto a las acciones a considerar la Norma EN 1991-1 para las bases de cálculo y las acciones sobre las estructuras;
- Respecto al diseño estructural la Norma EN 1992-3 para el proyecto estructural de pilotes de hormigón en el caso que consideremos el micropilote como un pilote de hormigón y la Norma EN 1993 para el proyecto estructural de elementos de acero, en el caso que lo consideremos como un elemento esencialmente metálico, así como la Norma EN 1994-1-1 para el proyecto estructural de elementos mixtos si lo consideramos como un elemento mixto.
- Respecto al diseño geotécnico, es decir la determinación de los esfuerzos a considerar en la interacción del micropilote con el terreno la norma a aplicar es la Norma EN 1997-1 Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales.

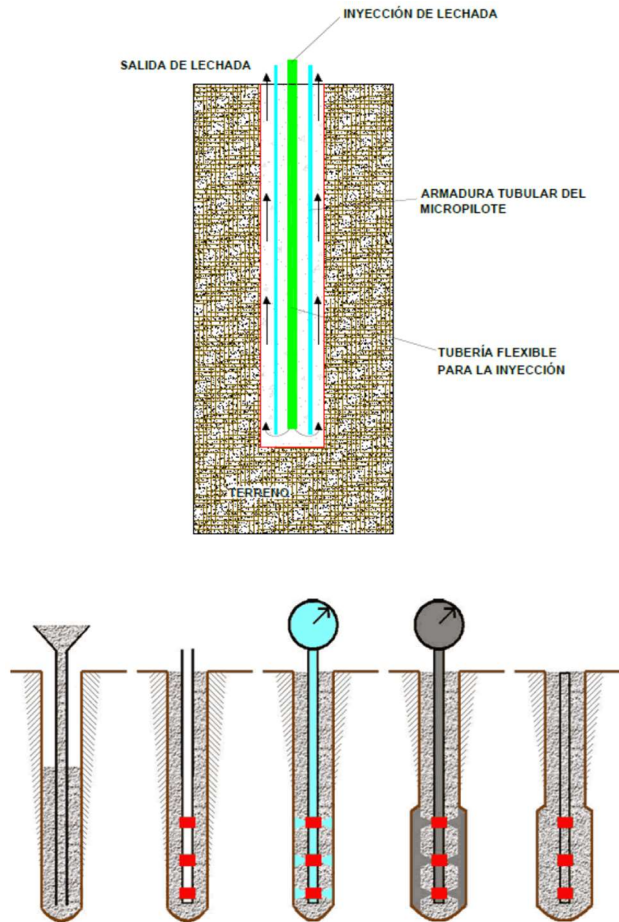
Según el tipo de inyección los micropilotes se clasifican en:

Tipo IU: Son los ejecutados mediante una inyección única global (IU) del taladro de la perforación, con lechada o mortero de cemento.

Esta inyección se efectúa en una sola fase para rellenar el hueco entre el taladro de la perforación y la armadura. Puede hacerse inyectando lechada o mortero por el interior de la armadura tubular para que rellene el hueco entre ésta y el terreno, ascendiendo por la corona exterior. También puede efectuarse mediante inyección a baja presión, a través de un tubo de plástico colocado en el fondo del micropilote, ascendiendo la lechada tanto por el exterior como por el interior de la armadura tubular. Esta inyección se realizará siempre de fondo a cabeza del micropilote.

PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

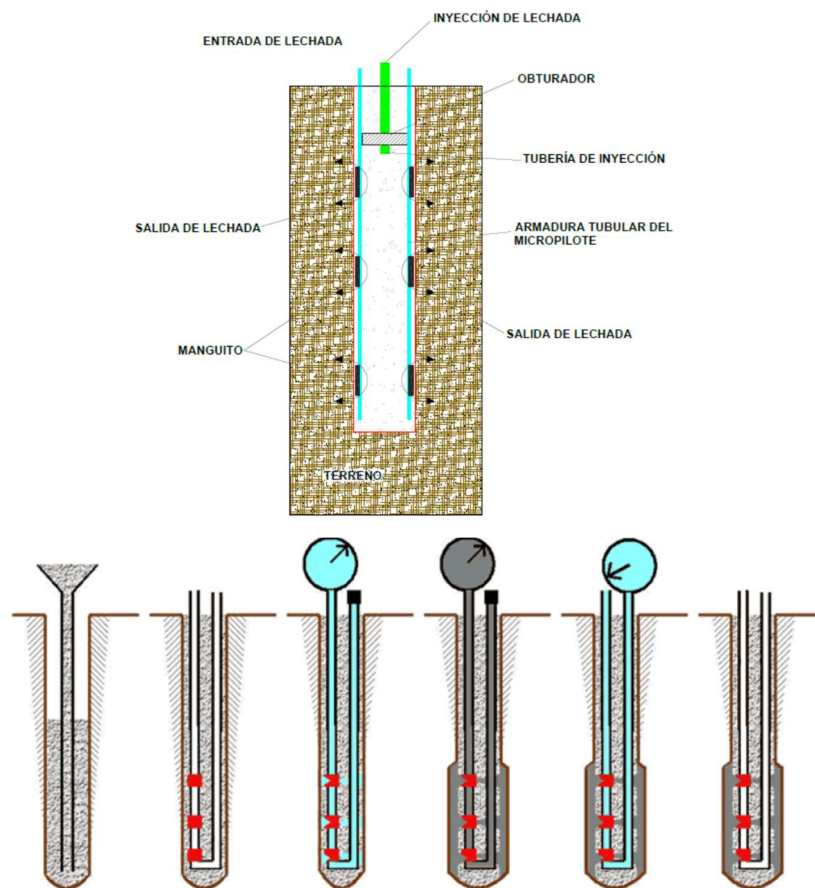


Tipo IR: Son los realizados mediante una inyección repetitiva (IR), del taladro de la perforación.

Esta inyección se efectúa a presión, normalmente a través de un tubo o circuito con válvulas antirretorno, de efecto simultáneo. Al finalizar la inyección, este circuito deberá limpiarse para permitir la re-inyección posterior. Una variante sustituye al tubo con válvulas por un grupo de tubos, de diferente longitud, que cubren tramos diferentes del micropilote. El número de re-inyecciones generalmente no es superior a dos. Al final de la última fase de inyección, la presión en la boca del taladro deberá estar comprendida entre medio mega pascal y la mitad de la presión límite del terreno:

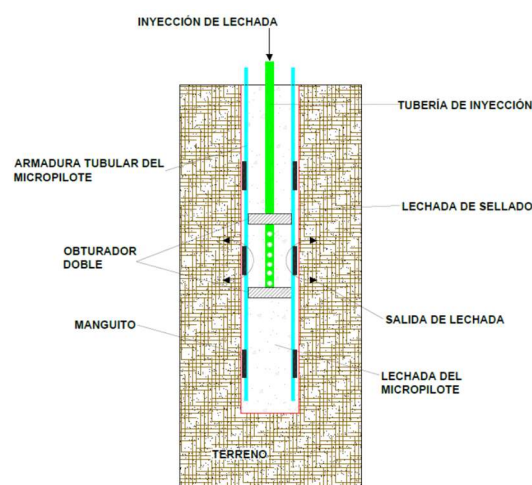
PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

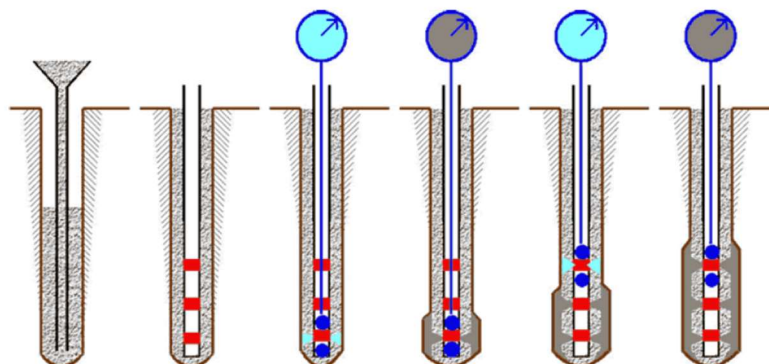
3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.



Tipo IRS: Son los realizados mediante una inyección repetitiva y selectiva (IRS), del taladro de la perforación.

Esta inyección se efectúa a presión desde el interior de la armadura tubular, con doble obturador, a través de tubos manguito instalados en la tubería de armadura, separados no más de 1 m entre sí. Se puede inyectar más de dos veces a través de manguitos seleccionados, en función de la admisión de lechada obtenida, con presión de inyección normalmente comprendida entre un megapascal y la presión límite del terreno.





En el cálculo de la resistencia estructural de los micropilotes, deberá tenerse en cuenta la correspondiente reducción de espesor de las armaduras por corrosión, en función de la vida útil de la estructura proyectada y de las características del terreno.

Salvo justificación expresa del proyecto, la reducción de espesor de la armadura que debe considerarse, a causa de la corrosión, por el contacto del micropilote con el terreno (con o sin presencia de agua subterránea) será mayor o igual que la reflejada en la tabla 2.4

TABLA 2.4. REDUCCIÓN DE ESPESOR DE ARMADURA POR EFECTO DE LA CORROSIÓN¹, r_c (mm)

TIPO DE TERRENO	VIDA ÚTIL REQUERIDA AL MICROPILE ³ (años)				
	5	25	50	75	100
Suelos naturales sin alterar	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Suelos naturales contaminados o suelos industriales	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Suelos naturales agresivos (turberas, ciénagas, etc.)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Rellenos no agresivos sin compactar ²	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Rellenos agresivos sin compactar (cenizas, escorias, etc.) ²	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

¹ Según UNE EN 14199.

² La corrosión es menor en rellenos compactados que en rellenos sin compactar; así, en los compactados, los valores reflejados en esta tabla pueden reducirse hasta la mitad.

³ Los valores dados para 5 y 25 años se basan en mediciones reales, mientras que en los demás casos se han obtenido como resultado de extrapolaciones.

13.1.1. CRITERIOS DE CÁLCULO

Los encepados tipo A se basan en el modelo de cargas concentradas sobre macizos. Se arman con cercos verticales y horizontales (opcionalmente con diagonales).

Los encepados tipo B se basan en modelos de bielas y tirantes. Se arman como vigas, con armadura longitudinal inferior, superior y piel, además de cercos verticales.

Los encepados tipo C se basan en modelos de bielas y tirantes. Se pueden armar con vigas laterales, diagonales, parrillas inferiores y superiores, y armadura perimetral de zunchado.

Los encepados tipo D se basan en modelos de bielas y tirantes. Se pueden armar con vigas laterales, diagonales (salvo el rectangular), parrillas inferiores y superiores.

Cualquier encepado se puede comprobar o dimensionar.

La comprobación consiste en verificar los aspectos geométricos y mecánicos con unas dimensiones y armadura dadas. Pueden definirse o no cargas. El dimensionado necesita cargas, y a partir de unas dimensiones mínimas que toma el programa (dimensionado completo) o de unas dimensiones iniciales que aporta el usuario (dimensiones mínimas), se obtiene (si es posible) una geometría y armaduras de acuerdo a la norma y opciones definidas.

13.1.2. CRITERIO DE SIGNOS

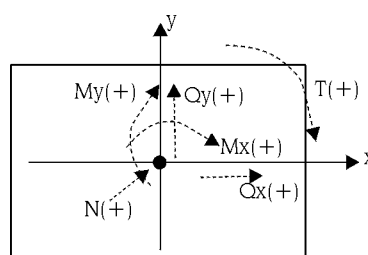


Fig 29

13.1.3. 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.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

En algunas zonas y países es práctica habitual, pues se obtiene un único encepado por diámetro y número de pilotes, simplificando la ejecución. Esta opción está desactivada por defecto.

Respecto a los esfuerzos, se realizan las siguientes comprobaciones:

- aviso de tracciones en los pilotes: tracción máxima $\geq 10\%$ compresión máxima
- aviso de momentos flectores: será necesario disponer vigas centradoras
- aviso de cortantes excesivos: si el cortante en alguna combinación supera el 3% del axil con viento, o en otras combinaciones de la conveniencia de colocar pilotes inclinados.
- aviso de torsiones si existen tales definidos en las cargas

Si se introducen vigas centradoras, dichas vigas absorberán los momentos en la dirección en la que actúen. En encepados de 1 pilote son siempre necesarias en ambas direcciones. En encepados de 2 pilotes y lineales lo son en la dirección perpendicular a la línea de pilotes. 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.

Nota importante: Como se ha mencionado anteriormente, es posible definir varios soportes en un mismo encepado, tipo pilar o pantalla, por lo que se han impuesto algunas restricciones geométricas en forma de aviso en cuanto a las distancias de los soportes al borde o a los pilotes.

Cuando existen varios soportes sobre un encepado, se obtiene la resultante de todos ellos aplicada al centro del encepado, utilizando el método de bielas y tirantes, y suponiendo rígido el encepado, por lo que debe asumir la validez de dicho método, que según el caso particular de que se trate pudiera quedar fuera del campo de aplicación de dicho método, por lo que deberá hacer las correcciones manuales y cálculos complementarios necesarios si sale fuera del campo de validez de dicho método e hipótesis consideradas.



13.2. PLACAS DE ANCLAJE

En la comprobación de una placa de anclaje, la hipótesis básica asumida por el programa es la de placa rígida o hipótesis de Bernouilli. Esto implica suponer que la placa permanece plana ante los esfuerzos a los que se ve sometida, de forma que se pueden despreciar sus deformaciones a efectos del reparto de cargas. Para que esto se cumpla, la placa de anclaje debe ser simétrica (lo que siempre garantiza el programa) y suficientemente rígida (espesor mínimo en función del lado).

Las comprobaciones que se deben efectuar para validar una placa de anclaje se dividen en tres grupos, según el elemento comprobado: hormigón de la cimentación, pernos de anclaje y placa propiamente dicha, con sus rigidizadores, si los hubiera.

1. Comprobación sobre el hormigón. Consiste en verificar que en el punto más comprimido bajo la placa no se supera la tensión admisible del hormigón. El método usado es el de las tensiones admisibles, suponiendo una distribución triangular de tensiones sobre el hormigón que sólo pueden ser de compresión. La comprobación del hormigón sólo se efectúa cuando la placa está apoyada sobre el mismo, y no se tiene un estado de tracción simple o compuesta. Además, se desprecia el rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje, es decir, la resistencia frente a cortante y torsión se confía exclusivamente a los pernos.

2. Comprobaciones sobre los pernos. Cada perno se ve sometido, en el caso más general, a un esfuerzo axial y un esfuerzo cortante, evaluándose cada uno de ellos de forma independiente. El programa considera que, en placas de anclaje apoyadas directamente en la cimentación, los pernos sólo trabajan a tracción. En caso de que la placa esté a cierta altura sobre la cimentación, los pernos podrán trabajar a compresión, haciéndose la correspondiente comprobación de pandeo sobre los mismos (se toma el modelo de viga biempotrada, con posibilidad de corrimiento relativo de los apoyos normal a la directriz: $b = 1$) y la traslación de esfuerzos a la cimentación (aparece flexión debida a los cortantes sobre el perfil). El programa hace tres grupos de comprobaciones en cada perno:

Tensión sobre el vástago. Consiste en comprobar que la tensión no supere la resistencia de cálculo del perno.

Comprobación del hormigón circundante. A parte del agotamiento del vástago del perno, otra causa de su fallo es la rotura del hormigón que lo rodea por uno o varios de los siguientes motivos:

- Deslizamiento por pérdida de adherencia.
- Arrancamiento por el cono de rotura.
- Rotura por esfuerzo cortante (concentración de tensiones por efecto cuña).

Para calcular el cono de rotura de cada perno, el programa supone que la generatriz del mismo forma 45 grados con su eje. Se tiene en cuenta la reducción de área efectiva por la presencia de otros pernos cercanos, dentro del cono de rotura en cuestión.

No se tienen en cuenta los siguientes efectos, cuya aparición debe ser verificada por el usuario:

- Pernos muy cercanos al borde de la cimentación. Ningún perno debe estar a menos distancia del borde de la cimentación, que su longitud de anclaje, ya que se reduciría el área efectiva del cono de rotura y además aparecería otro mecanismo de rotura lateral por cortante no contemplado en el programa.
- Espesor reducido de la cimentación. No se contempla el efecto del cono de rotura global que aparece cuando hay varios pernos agrupados y el espesor del hormigón es pequeño.
- El programa no contempla la posibilidad de emplear pernos pasantes, ya que no hace las comprobaciones necesarias en este caso (tensiones en la otra cara del hormigón).

Aplastamiento de la placa. El programa también comprueba que, en cada perno, no se supera el cortante que produciría el aplastamiento de la placa contra el perno.

3. Comprobaciones sobre la placa

Cálculo de tensiones globales. El programa construye cuatro secciones en el perímetro del perfil, comprobando todas frente a tensiones. Esta comprobación sólo se hace en placas con vuelo (no se tienen en cuenta los pandeos locales de los rigidizadores, y usted debe comprobar que sus respectivos espesores no les dan una esbeltez excesiva).

Cálculo de tensiones locales. Se trata de comprobar todas las placas locales en las que perfil y rigidizadores dividen a la placa de anclaje propiamente dicha. Para cada una de estas placas locales, partiendo de la distribución de tensiones en el hormigón y de axiles en los pernos, se calcula su flector ponderado pésimo, comparándose con el flector de agotamiento plástico. Esto parece razonable, ya que para comprobar cada placa local suponemos el punto pésimo de la misma, donde obtenemos un pico local de tensiones que puede rebajarse por la aparición de plastificación, sin disminuir la seguridad de la placa.

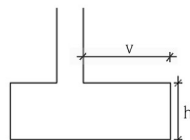
13.3. COMBINACIONES DE ACCIONES

Se aplicará lo indicado en el documento del Código Técnico de la Edificación:

Seguridad Estructural. Cimientos. DB-SE-C.o en su caso lo indicado en C.E.21.

Se han implementado combinaciones para cimentación diferenciadas del resto de los elementos de hormigón, ya que el artículo 2.4.2.5 del DB-SE-C establece unos coeficientes de seguridad parciales (tabla 2.1) diferentes de los especificados en C.E.21. Estas combinaciones se aplican a zapatas, encepados, vigas centradoras y de atado.

Se establece una clasificación de las zapatas en rígidas y flexibles.



Rígida: $v \leq 2h$

Flexible: $v > 2h$

Fig 30

En el programa sólo se calcularán **zapatas rígidas**, es decir, aquéllas en las que el vuelo es menor que dos veces su altura, que es lo más habitual.

El programa utiliza el método del momento, tal como se indica en los comentarios del art. 59.4, ya que el método de las bielas y tirantes no se puede aplicar para todos los casos, y máxime cuando el programa admite momentos y cortantes en dos direcciones ortogonales, por lo que resulta más adecuado y con resultados prácticamente idénticos.

Se aplica por tanto lo indicado de forma general en la memoria, utilizando las características de los materiales de acuerdo a la norma **C.E.21**.

Desaparece la comprobación de adherencia en la presente norma. En cuanto a las cuantías mínimas mecánicas y geométricas, se definen en las Opciones.

Se introduce de forma opcional la disposición de una armadura de zunchado perimetral en función del axil de cálculo transmitidos por el pilar.

Implementación de otras normas. Es posible definir el uso de otras normativas seleccionando los materiales correspondientes a dichas normas y efectuando el cálculo de acuerdo a lo indicado en esta memoria.

Consulte las opciones de cálculo del programa para definir aquéllas que considere más interesantes.

13.4 MATERIALES A EMPLEAR

13.4.1. HORMIGONES

Se define una serie de hormigones tipificados:

HA-25,

en donde el número indica la resistencia característica f_{ck} , a los 28 días en probeta cilíndrica, expresado en N/mm² (MPa).

Niveles de control. En general, se establecen dos coeficientes reductores de la resistencia del hormigón en función de las situaciones de proyecto: Persistente o transitoria, Accidental.

Situación de proyecto	Hormigón γ_c
Persistente o transitoria	1.5
Accidental	1.3

Se podrá reducir el valor del coeficiente de seguridad del hormigón de acuerdo a 2.4.2.4.

Por tanto, la resistencia de cálculo f_{cd} será diferente en función de la combinación de acciones que se esté calculando.

El módulo de elasticidad del hormigón y sus resistencias de acuerdo a la tabla A.19.3.1 :

13.4.2. ACEROS

Los tipos de aceros a utilizar son:

Denominación	Límite elástico (f_{yk}) en N/mm ²
B-400-S	400
B-500-S	500
B-400-SD	400
B-500-SD	500
B-500-T/S	500

siendo el módulo de elasticidad de acuerdo a lo indicado en 3.2.

Diámetros utilizables. Para los aceros B400-S, B400-SD, B-500-S y B500-SD los diámetros podrán ser: 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32.

Para los aceros B-500-T/S, utilizables como mallazos, los diámetros podrán ser: 4, 4.5, 5, 5.5, 6, 6.5, 7, 7.5, 8, 8.5, 9, 9.5, 10, 11, 12, 14, 16, 20, 25, 32.

Niveles de control. En general, se establecen dos coeficientes reductores de la resistencia del acero en función de las situaciones de proyecto: Persistente o transitoria, Accidental.

Situación de proyecto	Acero γ_s
Persistente o transitoria	1.15
Accidental	1.0



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

Por tanto, la resistencia de cálculo f_{yd} depende del nivel de control y de la combinación de acciones que estemos calculando.

13.5.COMBINACIONES DE ACCIONES

Se han implementado en el programa las combinaciones de acciones para las verificaciones de ELU según los principios generales establecidos en el anejo 18 en función del uso seleccionado. Para hormigón se utilizan los coeficientes parciales de seguridad especificados por la **C.E.21**, mientras que para el resto de materiales se usan los de la tabla 4.1 de CTE, en Resistencia Permanente (peso propio, peso del terreno) y variable.

Para los estados límite últimos (E.L.U.) el valor de los coeficientes parciales de seguridad de mayoración de acciones utilizados para las combinaciones es el que se muestra en la siguiente tabla.

Tipo de acción	Situación permanente y transitoria		Situación accidental	
	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
Permanente (peso propio)	$\gamma_g = 1.00$	$\gamma_g = 1.35$ c. intenso	$\gamma_g = 1.00$	$\gamma_g = 1.00$
Variable (sobrecarga, viento)	$\gamma_q = 0$	$\gamma_q = 1.50$	$\gamma_q = 0.00$	Sobrecarga: $\gamma_q = 1.00$ viento: $\gamma_q = 0.00$
Accidental (sismo)			$\gamma_A = 1.00$	$\gamma_A = 1.00$

Los estados límite de servicio (E.L.S.) tomarán siempre $\gamma_g = \gamma_q = 1$ y se aplican a Desplazamientos.

Para los elementos de la estructura que sean metálicos o de fábrica, se aplican los coeficientes del CTE de la tabla 4.1. o los correspondientes del C.E.21.

13.6. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

Se aplica lo indicado en el artículo 6.1.

13.7. ESTADO LÍMITE DE INESTABILIDAD (PANDEO)

Se aplica lo indicado en el artículo 5.8.

13.8. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

Se aplica lo indicado en el artículo 6.2.

13.8.1. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR TORSIÓN EN VIGAS

Se aplica lo indicado en el artículo 6.3.

13.9. ESTADO LÍMITE DE PUNZONAMIENTO

Se aplica lo indicado en el artículo 6.4.

Se aplica también el método general del programa por tensiones tangenciales, que calcula en perímetros paralelos al borde de apoyos, la primera superficie a 0.5 d, y en los restantes cada 0.75 d, pasando por la superficie a 2d y continuando.





PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

El presente método permite una evaluación más precisa de las tensiones de comparación de la EH-91, basado a su vez en el Código ACI americano, y cuya implementación permite el programa. El programa **Análisis del Punzonamiento** de **CYPE** implementa la formulación del artículo 6.4, y al cual le remitimos si desea hacer una comprobación aislada y comparar resultados.

13.10. ESTADO LÍMITE DE DESCOMPRESIÓN. FISURACIÓN

De forma opcional, puede establecer un límite de fisura, y se realiza la comprobación de fisuración, de acuerdo a lo indicado en el artículo 7.3.2., en vigas de hormigón armado en flexión simple.

También se pueden aplicar de forma opcional los criterios de limitación de la fisuración por cortante.

13.11. ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN

Se aplica lo indicado en el artículo 7.4 pero adoptando el criterio de determinación de la inercia equivalente del tramo según el método de BISCHOFF, similar a Branson y que se obtiene unos resultados equivalentes a l método de doble integración de curvaturas y permite una clara exposición de sus resultados.

Se aplica el método simplificado, obteniéndose las flechas mediante doble integración de curvaturas para forjados.

Se aplicará lo indicado en el **Código Técnico de la Edificación** en su **apartado 4.3.3 Deformaciones**, así como lo expuesto en 7.4.3 del C.E.21 en lo referente a forjados unidireccionales de viguetas o placas alveolares.

13.12. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para todos los elementos estructurales, vigas, soportes y losas, se aplica lo indicado en el capítulo 9 para cada uno de dichos elementos.

Para estructuras calculadas de acuerdo a la NCSE-02 por el método de Análisis Modal Espectral que permite el programa, si se seleccionan los requisitos de ductilidad para estructuras de ductilidad alta y muy alta.

De forma opcional se podrá realizar el solape de la armadura vertical en la zona central de los pilares.

14. IMPLEMENTACION DEL CTE DB-SI -6, C.E.21, EC-2

Se ha implementado en el programa la verificación de la resistencia al fuego en las estructuras, según lo expuesto en el **CTE DB-SI., C.E.21 y EC-2** en su metodología simplificada en cada caso que da unos resultados equivalentes. Se detalla a continuación lo implementado con el DB SI.

El programa calcula para cada elemento la distancia mínima equivalente de los armados, según lo expuesto en el **Anejo C del DB-SI**

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{y_{ki}} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum (A_{si} \cdot f_{y_{ki}})}$$

El programa verificará que el recubrimiento del armado cumple con los recubrimientos mínimos de armados citados en las tablas del **Anejo C del DB-SI**. En el caso de que no verificase se indicaría el revestimiento necesario del material previamente elegido.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

14.1. SOPORTES Y MUROS

El programa verificará que se cumplan las distancias mínimas de la **tabla C.2**, se clasificarán los muros con empujes como muros expuestos a una cara, el resto de los muros se considerarán expuestos a ambas caras.

Si la resistencia al fuego requerida es mayor que R 90 y el armado resultante del cálculo sea mayor que el 2% de la sección de hormigón, se buscarán disposiciones de armado simétricas

14.2. VIGAS

Si la viga está expuesta a 3 caras se utiliza la **tabla C.3**, en el caso de vigas planas se verificarán con las distancias mínimas de la columna "Flexión en una dirección" de la **tabla C.4** de losas macizas.

Si la resistencia al fuego requerida fuese mayor que R 90 se prolonga el primer refuerzo del armado de negativos hasta 1/3 de la longitud del tramo.

Para vigas expuestas a tres caras se verifica si que el área no sea inferior a $2(b_{min})^2$

El programa considera como viga plana la que se ha introducido como tal, si se introduce una viga descolgada del mismo canto que el forjado, se considerará como viga expuesta a tres caras.

15. DURABILIDAD

En general se ha contemplado el artículo 11.3 Estrategia de durabilidad del CE.

Entre otras maneras se mediante la aplicación de una serie de criterios relativos a dimensiones geométricas, calidades de los productos a emplear y condiciones de ejecución y mantenimiento de la estructura, de forma que se pueda asumir el cumplimiento de los Estados Límite asociados a la durabilidad.

Tal y como se ha mencionado atrás se han definido clase de ambientes en función de la agresividad que han permitido ajustar conforme al código estructural todos los parámetros de resistencia recubrimientos contenido mínimo de rigor etcétera que se indican en el mencionado código. Como estás guapísima interrogación qué tal ayer con Dani interrogación no tenemos suerte para coincidir ayer mi amigo nos invitó a comer

15.1. HORMIGÓN ARMADO

Se ha desarrollado una instalación integral de evacuación de las aguas de lluvia. Se ha dotado de impermeabilización a todos aquellos elementos que lo requieren.

Se aporta en los planos una colección de detalles, desarrollados de manera expresa a través de bibliotecas técnicas, así como experiencias anteriores. Estos detalles están pensados y experimentados para su constructibilidad y mejor durabilidad de las estructuras. Además, en muchos casos se detalla la forma, diámetro y longitud de cada tramo de barra, y la longitud total.

Se indica en diferentes sitios que se adopta y observa el articulado completo del CE y CTE DB SE, entre otros, incluyendo los requisitos de durabilidad.

Se trata en el proyecto de igual manera respecto a la durabilidad a todos los materiales estructurales.

Se definen conforme al c

15.1.1. ACERO LAMINADO Y CONFORMADO

Se ha tenido en cuenta la durabilidad de la estructura de acero laminado, y se explica que todo se ajusta a lo indicado en los artículos 22 al 29 de Código Técnico.

Se contempla la protección de toda la estructura metálica mediante pinturas antioxidantes.



PROYECTO BASICO, DE EJECUCION Y ACTIVIDAD DE AMPLIACION DE CEIP EN EL ENSANCHE DE VALLECAS (LINEA 5-15+30):

3 aulas infantil, 30 aulas primaria, 8 aulas específicas, gimnasio y pistas deportivas. C/Cañada del Santísimo 23, Ensanche Vallecas, 28051 Madrid.

Se proyecta una colección de detalles tipo y otros especiales para este proyecto concreto que están previstos para la fácil soldabilidad evitar que se acumulen todas de difícil mantenimiento o en las que se puedan formar capas de óxidos formando parte de la estrategia durabilidad.

Se dimensiona los elementos metálicos de acuerdo a la norma CTE SE-A (Seguridad estructural), C.E.21 o EC-3 que se haya seleccionado, 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 con lo indicado en la norma.

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.

15.1.2. ESTRUCTURA DE MADERA LAMINADA ENCOLADA

Se clasifica la estructura de madera encolada como de clase de uso 2, por lo que se aplicarán tratamientos antibióticos en todas sus caras, sin más exigencias.

La madera laminada encolada tendrá forzosamente el sello de calidad CE.

Se le ha dotado de espesor adicional suficiente para asegurar la resistencia al fuego considerando una velocidad de carbonización de 0.6mm/min.





PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.7 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ehe
Fecha: 09/02/23
Hora: 19:38:05

Cálculo de longitudes de anclaje y solapo

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25
Tipo de acero: B-500-S
 f_{ck} [MPa] = 25.00
 f_{yk} [MPa] = 500.00

2 Tabla de longitudes de anclaje de barras aisladas

Tipo de Análisis : Adherencia Simplificado
Adherencia barra : Certificada
Procedimiento de anclaje : Prolongación recta
As/As,real : 1.0

ϕ [mm]	Longitud [m]			
	Tracción		Compresión	
	Posición I	Posición II	Posición I	Posición II
6	0.15	0.21	0.15	0.21
8	0.20	0.29	0.20	0.29
10	0.25	0.36	0.25	0.36
12	0.30	0.43	0.30	0.43
14	0.35	0.50	0.35	0.50
16	0.40	0.57	0.40	0.57
20	0.60	0.84	0.60	0.84
25	0.94	1.31	0.94	1.31
32	1.54	2.15	1.54	2.15
40	2.40	3.36	2.40	3.36



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1.7 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: ehe
Fecha: 09/02/23
Hora: 19:48:31

Cálculo de longitudes de anclaje y solapo

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-25
Tipo de acero: B-500-S
 f_{ck} [MPa] = 25.00
 f_{yk} [MPa] = 500.00

2 Tabla de longitudes de solapo de barras aisladas

Tipo de Análisis : Adherencia Simplificado
Adherencia barra : Certificada
Procedimiento de anclaje : Barra transversal soldada
As/As,real : 1.0

ϕ [mm]	Longitud [m]			
	Tracción		Compresión	
	Posición I	Posición II	Posición I	Posición II
6	0.30	0.43	0.15	0.21
8	0.40	0.57	0.20	0.29
10	0.50	0.71	0.25	0.36
12	0.60	0.86	0.30	0.43
14	0.70	1.00	0.35	0.50
16	0.80	1.14	0.40	0.57
20	1.20	1.68	0.60	0.84
25	1.88	2.63	0.94	1.31
32	3.07	4.30	1.54	2.15
40	4.80	6.72	2.40	3.36

Distancia entre empalmes menor o igual que diez diámetros
Porcentaje de barras solapadas : 100

