



TÍTULO 2º ANÁLISIS ESTRUCTURAL

CAPÍTULO V

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Artículo 17º Generalidades

El análisis estructural consiste en la determinación de los efectos originados por las acciones sobre la totalidad o parte de la estructura, con objeto de efectuar comprobaciones en los Estados Límite Últimos y de Servicio.

Artículo 18º Idealización de la estructura

18.1 Modelos estructurales

Para la realización del análisis, se idealizará tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo matemático capaz de reproducir adecuadamente el comportamiento estructural dominante.

El proyecto y la disposición de armaduras deberán ser coherentes con las hipótesis del modelo de cálculo con las que se han obtenido los esfuerzos.

18.2 Datos geométricos

18.2.1 Ancho eficaz del ala en piezas lineales

En ausencia de una determinación más precisa, en vigas en T se supone, para las comprobaciones a nivel de sección, que las tensiones normales se distribuyen uniformemente en un cierto ancho reducido de las alas llamado ancho eficaz.

18.2.2 Luces de cálculo

Salvo justificación especial, se considerará como luz de cálculo de las piezas la distancia entre ejes de apoyo.

En forjados unidireccionales, cuando el forjado se apoye en vigas planas o mixtas no centradas con los soportes, se tomará como eje el que pasa por los centros de éstos.



18.2.3 Secciones transversales

18.2.3.1 Consideraciones generales

El análisis global de la estructura se podrá realizar, en la mayoría de los casos, utilizando las secciones brutas de los elementos. En algunos casos, cuando se desee mayor precisión en la comprobación de los Estados Límite de Servicio, podrán utilizarse en el análisis las secciones neta u homogeneizada.

18.2.3.2 Sección bruta

Se entiende por sección bruta la que resulta de las dimensiones reales de la pieza, sin deducir los espacios correspondientes a las armaduras.

18.2.3.3 Sección neta

Se entiende por sección neta la obtenida a partir de la bruta deduciendo los huecos longitudinales practicados en el hormigón, tales como entubaciones o entalladuras para el paso de las armaduras activas o de sus anclajes y el área de las armaduras.

18.2.3.4 Sección homogeneizada

Se entiende por sección homogeneizada la que se obtiene a partir de la sección neta definida en 18.2.3.3, al considerar el efecto de solidarización de las armaduras longitudinales adherentes y los distintos tipos de hormigón existentes.

18.2.3.5 Sección fisurada

Se entiende por sección fisurada, la formada por la zona comprimida del hormigón y las áreas de las armaduras longitudinales, tanto activas adherentes como pasivas, multiplicadas por el correspondiente coeficiente de equivalencia.

Artículo 19º Métodos de cálculo

19.1 Principios básicos

Cualquier análisis estructural debe satisfacer las condiciones de equilibrio.

A menos que se especifique lo contrario, las condiciones de compatibilidad se satisfarán siempre en los estados límite considerados. En los casos en que la verificación de la compatibilidad no se exija directamente, hay que satisfacer el conjunto de condiciones de ductilidad apropiadas y asegurar un adecuado comportamiento de la estructura en situación de servicio.

En general, las condiciones de equilibrio se formularán para la geometría original de la estructura sin deformar. Para estructuras esbeltas como las definidas en el Artículo 43º, el equilibrio se comprobará para la configuración deformada (teoría de 2º orden).



19.2 Tipos de análisis

El análisis global de una estructura puede llevarse a cabo de acuerdo con las metodologías siguientes:

- Análisis lineal.
- Análisis no lineal.
- Análisis lineal con redistribución limitada.
- Análisis plástico.

19.2.1 Análisis lineal

Es el que está basado en la hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar. En este caso se puede utilizar la sección bruta de hormigón para el cálculo de las sollicitaciones.

El análisis lineal elástico se considera, en principio, adecuado para obtener esfuerzos tanto en Estados Límite de Servicio como en Estados Límite Últimos en todo tipo de estructuras, cuando los efectos de segundo orden sean despreciables, de acuerdo con lo establecido en el Artículo 43º.

19.2.2 Análisis no lineal

Es el que tiene en cuenta el comportamiento tenso-deformacional no lineal de los materiales y la no linealidad geométrica, es decir, la satisfacción del equilibrio de la estructura en su situación deformada. El análisis no lineal se puede utilizar tanto para las comprobaciones en Estados Límite de Servicio como en Estados Límite Últimos.

El comportamiento no lineal lleva intrínseco la invalidez del principio de superposición y, por tanto, el formato de seguridad propuesto en esta Instrucción no es aplicable directamente en el análisis no lineal.

19.2.3 Análisis lineal con redistribución limitada

Es aquél en el que los esfuerzos se determinan a partir de los obtenidos mediante un análisis lineal, como el descrito en 19.2.1, y posteriormente se efectúan redistribuciones (incrementos o disminuciones) de esfuerzos que satisfagan las condiciones de equilibrio entre cargas, esfuerzos y reacciones. Deberán tenerse en cuenta las redistribuciones de las leyes de esfuerzos en todos los aspectos del proyecto.

El análisis lineal con redistribución limitada solamente se podrá utilizar para comprobaciones de Estado Límite Último.

El análisis lineal con redistribución limitada exige unas condiciones de ductilidad de las secciones críticas que garanticen las redistribuciones requeridas para las leyes de esfuerzos adoptadas.

19.2.4 Análisis plástico

Es aquel que está basado en un comportamiento plástico, elasto-plástico o rígido-plástico de los materiales y que cumple al menos uno de los teoremas básicos de la plasticidad: el del límite inferior, el del límite superior o el de unicidad.

Debe asegurarse que la ductilidad de las secciones críticas es suficiente para garantizar



la formación del mecanismo de colapso planteado en el cálculo.

El análisis plástico se podrá utilizar solo para comprobaciones de Estado Límite Último. Este método no está permitido cuando es necesario considerar efectos de segundo orden.

Artículo 20º Análisis estructural del pretensado

20.1 Consideraciones generales

20.1.1 Definición de pretensado

Se entiende por pretensado la aplicación controlada de una tensión al hormigón mediante el tesado de tendones de acero. Los tendones serán de acero de alta resistencia y pueden estar constituidos por alambres, cordones o barras.

En esta Instrucción no se consideran otras formas de pretensado.

20.1.2 Tipos de pretensado

De acuerdo con la situación del tendón respecto de la sección transversal, el pretensado puede ser:

- (a) Interior. En este caso el tendón está situado en el interior de la sección transversal de hormigón.
- (b) Exterior. En este caso el tendón está situado fuera del hormigón de la sección transversal y dentro del canto de la misma.

De acuerdo con el momento del tesado respecto del hormigonado del elemento, el pretensado puede ser:

- (a) Con armaduras pretesas. El hormigonado se efectúa después de haber tesado y anclado provisionalmente las armaduras en elementos fijos. Cuando el hormigón ha adquirido suficiente resistencia, se liberan las armaduras de sus anclajes provisionales y, por adherencia, se transfiere al hormigón la fuerza previamente introducida en las armaduras.
- (b) Con armaduras postesas. El hormigonado se realiza antes del tesado de las armaduras activas que normalmente se alojan en conductos o vainas. Cuando el hormigón ha adquirido suficiente resistencia se procede al tesado y anclaje de las armaduras.

Desde el punto de vista de las condiciones de adherencia del tendón, el pretensado puede ser:

- (a) Adherente. Este es el caso del pretensado en el que en situación definitiva existe una adherencia adecuada entre la armadura activa y el hormigón del elemento (punto 35.4.2).
- (b) No adherente. Este es el caso del pretensado con armadura postesa en el que se utilizan como sistemas de protección de las armaduras, inyecciones que no crean adherencia entre ésta y el hormigón del elemento (punto 35.4.3).

20.2 Fuerza de pretensado

20.2.1 Limitación de la fuerza

En general, la fuerza de tesado P_0 ha de proporcionar sobre las armaduras activas una tensión σ_{p0} no mayor, en cualquier punto, que el menor de los dos valores siguientes:

$$\begin{aligned} &0,70 f_{p \max k} \\ &0,85 f_{pk} \end{aligned}$$

donde:

$f_{p \max k}$ Carga unitaria máxima característica.

f_{pk} Límite elástico característico.

De forma temporal, esta tensión podrá aumentarse hasta el menor de los valores siguientes:

$$\begin{aligned} &0,80 f_{p \max k} \\ &0,90 f_{pk} \end{aligned}$$

siempre que, al anclar las armaduras en el hormigón, se produzca una reducción conveniente de la tensión para que se cumpla la limitación del párrafo anterior.

En el caso de elementos pretensados con armadura pretesa o de elementos postesados en el que el tanto el acero para armaduras activas como el aplicador del pretensado, o en su caso el prefabricador, presenten un nivel de garantía adicional conforme al artículo 81º de esta Instrucción, se acepta un incremento de la tensión hasta el menor de los siguientes valores:

a) situaciones permanentes:

$$\begin{aligned} &0,75 f_{p \max k} \\ &0,90 f_{pk} \end{aligned}$$

b) situaciones temporales:

$$\begin{aligned} &0,85 f_{p \max k} \\ &0,95 f_{pk} \end{aligned}$$

20.2.2 Pérdidas en piezas con armaduras postesadas

20.2.2.1 Valoración de las pérdidas instantáneas de fuerza

Las pérdidas instantáneas de fuerza son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas y dependen de las características del elemento estructural en estudio. Su valor en cada sección es:

$$\Delta P_i = \Delta P_1 + \Delta P_2 + \Delta P_3$$



donde:

- ΔP_1 Pérdidas de fuerza, en la sección en estudio, por rozamiento a lo largo del conducto de pretensado.
- ΔP_2 Pérdidas de fuerza, en la sección en estudio, por penetración de cuñas en los anclajes.
- ΔP_3 Pérdidas de fuerza, en la sección en estudio, por acortamiento elástico del hormigón.

20.2.2.1.1 Pérdidas de fuerza por rozamiento

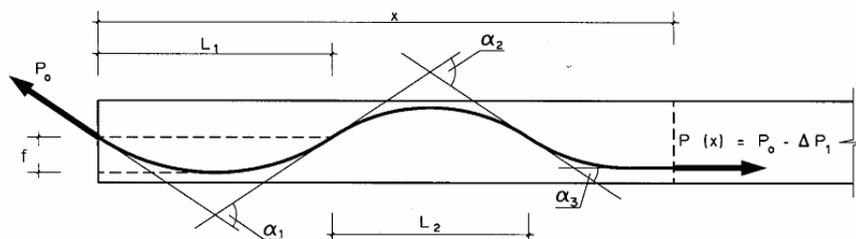
Las pérdidas teóricas de fuerza por rozamiento entre las armaduras y las vainas o conductos de pretensado, dependen de la variación angular total α , del trazado del tendón entre la sección considerada y el anclaje activo que condiciona la tensión en tal sección; de la distancia x entre estas dos secciones; del coeficiente μ de rozamiento en curva y del coeficiente K de rozamiento en recta, o rozamiento parásito. Estas pérdidas se valorarán a partir de la fuerza de tesado P_0 .

Las pérdidas por rozamiento en cada sección pueden evaluarse mediante la expresión:

$$\Delta P_1 = P_0 [1 - e^{-(\mu\alpha + Kx)}]$$

donde:

- μ Coeficiente de rozamiento en curva.
- α Suma de los valores absolutos de las variaciones angulares (desviaciones sucesivas), medidas en radianes, que describe el tendón en la distancia x . Debe recordarse que el trazado de los tendones puede ser una curva alabeada debiendo entonces evaluarse α en el espacio.
- K Coeficiente de rozamiento parásito, por metro lineal.
- x Distancia, en metros, entre la sección considerada y el anclaje activo que condiciona la tensión en la misma (ver figura 20.2.2.1.1).



Si $a \leq 0,045 L_1$ puede tomarse $\alpha_1 = \frac{8 \cdot a}{L_1}$;

el error es inferior al 5 %.

$$\alpha = \sum_{i=1}^n \alpha_i = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3$$

α = VARIACIÓN ANGULAR TOTAL

α_i = VARIACIÓN ANGULAR TOTAL EN TRAMO L_i

Figura 20.2.2.1.1

Los datos correspondientes a los valores de μ y de K deben definirse experimentalmente, habida cuenta del procedimiento de pretensado utilizado. A falta de datos concretos pueden utilizarse los valores experimentales sancionados por la práctica.

20.2.2.1.2 Pérdidas por penetración de cuñas

En tendones rectos postesos de corta longitud, la pérdida de fuerza por penetración de cuñas, ΔP_2 , puede deducirse mediante la expresión:

$$\Delta P_2 = \frac{a}{L} E_p A_p$$

donde:

a Penetración de la cuña.

L Longitud total del tendón recto.

E_p Módulo de deformación longitudinal de la armadura activa.

A_p Sección de la armadura activa.

En los demás casos de tendones rectos, y en todos los casos de trazados curvos, la valoración de la pérdida de tensión por penetración de cuñas se hará teniendo en cuenta los rozamientos en los conductos. Para ello podrán considerarse las posibles variaciones de μ y de K al destesar el tendón, respecto a los valores que aparecen al tesar.

20.2.2.1.3 Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

En el caso de armaduras constituidas por varios tendones que se van tesando

sucesivamente, al tesar cada tendón se produce un nuevo acortamiento elástico del hormigón que descarga, en la parte proporcional correspondiente a este acortamiento, a los anteriormente anclados.

Cuando las tensiones de compresión al nivel del baricentro de la armadura activa en fase de tesado sean apreciables, el valor de estas pérdidas, ΔP_3 , se podrá calcular, si los tendones se tesan sucesivamente en una sola operación, admitiendo que todos los tendones experimentan un acortamiento uniforme, función del número n de los mismos que se tesan sucesivamente, mediante la expresión:

$$\Delta P_3 = \sigma_{cp} \frac{n-1}{2n} \frac{A_p E_p}{E_{c j}}$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa.

σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza $P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2$ y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento del tesado.

E_p Módulo de deformación longitudinal de las armaduras activas.

$E_{c j}$ Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad j correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

20.2.2.2 Pérdidas diferidas de pretensado

Se denominan pérdidas diferidas a las que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras activas. Estas pérdidas se deben esencialmente al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia y a la relajación del acero de tales armaduras.

La fluencia del hormigón y la relajación del acero están influenciadas por las propias pérdidas y, por lo tanto, resulta imprescindible considerar este efecto interactivo.

Siempre que no se realice un estudio más detallado de la interacción de estos fenómenos, las pérdidas diferidas pueden evaluarse de forma aproximada de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\Delta P_{dif} = \frac{n\varphi(t, t_0)\sigma_{cp} + E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) + 0,80\Delta\sigma_{pr}}{I + n \frac{A_p}{A_c} \left(I + \frac{A_c y_p^2}{I_c} \right) (I + \chi\varphi(t, t_0))} A_p$$

donde:

y_p Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección.

n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .

$\varphi(t, t_0)$ Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado (t_0) (ver 39.8).

ε_{cs} Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado (ver 39.7).

σ_{cp} Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta.



$\Delta\sigma_{pr}$ Pérdida por relajación a longitud constante. Puede evaluarse utilizando la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_{pr} = \rho_f \frac{P_{ki}}{A_p}$$

siendo ρ_f el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito (ver 38.9) y A_p el área total de las armaduras activas. P_{ki} es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas.

A_c Área de la sección de hormigón.

I_c Inercia de la sección de hormigón.

χ Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, podrá adoptarse $\chi = 0,80$.

20.2.3 Pérdidas de fuerza en piezas con armaduras pretesas

Para armaduras pretesas, las pérdidas a considerar desde el momento de tesar hasta la transferencia de la fuerza de tesado al hormigón son:

- penetración de cuñas
- relajación a temperatura ambiente hasta la transferencia
- relajación adicional de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción
- dilatación térmica de la armadura debida, en su caso, al proceso de calefacción
- retracción anterior a la transferencia
- acortamiento elástico instantáneo al transferir.

Las pérdidas diferidas posteriores a la transferencia se obtendrán de igual forma que en armaduras postesas, utilizando los valores de retracción, relajación y fluencia que se producen después de la transferencia. En la evaluación de las deformaciones por fluencia podrá tenerse en cuenta el efecto del proceso de curado por calefacción mediante la modificación de la edad de carga del hormigón t_0 por una edad ficticia t_T ajustada con la temperatura cuya expresión es:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \Delta t_i$$

donde:

t_T Edad del hormigón ajustada a la temperatura.

$T(\Delta t_i)$ Temperatura en grados centígrados °C durante el período de tiempo t_i .

Δt_i Número de días con una temperatura T aproximadamente constante.

Las pérdidas por relajación adicional de la armadura debido al proceso de calefacción, c), se pueden tener en cuenta mediante el empleo de un tiempo equivalente t_{eq} que debería añadirse al tiempo transcurrido desde el tesado en las funciones de relajación. Para ello, la duración del proceso de calefacción se divide en intervalos de tiempo, Δt_i , cada uno de ellos con una temperatura en °C, $T_{\Delta t_i}$, de forma que el tiempo equivalente en horas t_{eq} puede calcularse como:



$$t_{eq} = \frac{1,14 T_{max} - 20}{T_{max} - 20} \sum_{i=1}^n (T_{\Delta t_i} - 20) \Delta t_i$$

donde:

T_{max} Temperatura máxima en °C alcanzada durante el curado térmico.

Las pérdidas por dilatación térmica de la armadura debida al proceso de calefacción, d), pueden evaluarse mediante la expresión:

$$\Delta P = K \alpha E_p (T_{max} - T_a)$$

donde:

K Coeficiente experimental, a determinar en fábrica y que, en ausencia de ensayos, puede tomarse $K = 0,5$.

α Coeficiente de dilatación térmica de la armadura activa.

E_p Módulo de deformación longitudinal de la armadura activa.

T_{max} Temperatura máxima en °C alcanzada durante el curado térmico.

T_a Temperatura media en °C del ambiente durante la fabricación.

20.3 Efectos estructurales del pretensado

Los efectos estructurales del pretensado pueden representarse utilizando tanto un conjunto de fuerzas equivalentes autoequilibradas, como un conjunto de deformaciones impuestas. Ambos métodos conducen a los mismos resultados.

20.3.1 Modelización de los efectos del pretensado mediante fuerzas equivalentes

El sistema de fuerzas equivalentes se obtiene del equilibrio del cable y está formado por:

- Fuerzas y momentos concentrados en los anclajes.
- Fuerzas normales a los tendones, resultantes de la curvatura y cambios de dirección de los mismos.
- Fuerzas tangenciales debidas al rozamiento.

El valor de las fuerzas y momentos concentrados en los anclajes se deduce del valor de la fuerza de pretensado en dichos puntos, calculada de acuerdo con el apartado 20.2, de la geometría del cable, y de la geometría de la zona de anclajes (ver figura 20.3.1)

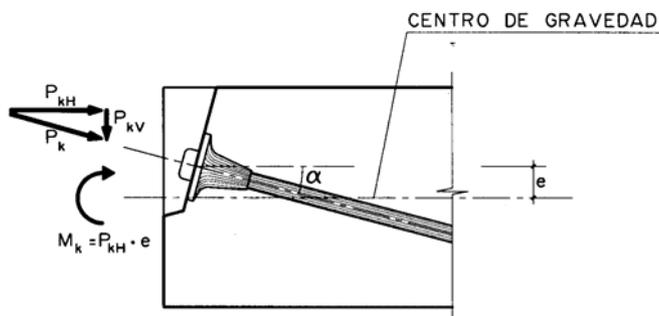


Figura 20.3.1

Para el caso específico de vigas, con simetría respecto a un plano vertical, en el anclaje existirá una componente horizontal y otra vertical de la fuerza de pretensado y un momento flector, cuyas expresiones vendrán dadas por:

$$P_{k,H} = P_k \cos \alpha$$

$$P_{k,V} = P_k \operatorname{sen} \alpha$$

$$M_k = P_{k,H} e$$

donde:

- α Ángulo que forma el trazado del pretensado respecto de la directriz del elemento, en el anclaje.
- P_k Fuerza en el tendón según 20.2.
- e Excentricidad del tendón respecto del centro de gravedad de la sección.

Las fuerzas normales distribuidas a lo largo del tendón, $n(x)$, son función de la fuerza de pretensado y de la curvatura del tendón en cada punto, $1/r(x)$. Las fuerzas tangenciales, $t(x)$, son proporcionales a las normales a través del coeficiente de rozamiento μ , según:

$$n(x) = \frac{P_k(x)}{r(x)} \quad ; \quad t(x) = -\mu n(x)$$

20.3.2 Modelización de los efectos del pretensado mediante deformaciones impuestas

Alternativamente, en el caso de elementos lineales, los efectos estructurales del pretensado se pueden introducir mediante la aplicación de deformaciones y curvaturas impuestas que, en cada sección, vendrán dadas por:



$$\varepsilon_p = \frac{P_k}{E_c A_c}$$
$$\left(\frac{l}{r}\right)_p = \frac{P_k e}{E_c I_c}$$

donde:

- ε_p Deformación axial debida al pretensado.
 E_c Módulo de deformación longitudinal del hormigón.
 A_c Área de la sección de hormigón.
 I_c Inercia de la sección de hormigón.
 e Excentricidad del pretensado respecto del centro de gravedad de la sección de hormigón.

20.3.3 Esfuerzos isostáticos e hiperestáticos del pretensado

Los esfuerzos estructurales debidos al pretensado tradicionalmente se definen distinguiendo entre:

- Esfuerzos isostáticos.
- Esfuerzos hiperestáticos.

Los esfuerzos isostáticos dependen de la fuerza de pretensado y de la excentricidad del pretensado respecto del centro de gravedad de la sección, y pueden analizarse a nivel de sección. Los esfuerzos hiperestáticos dependen, en general, del trazado del pretensado, de las condiciones de rigidez y de las condiciones de apoyo de la estructura y deben analizarse a nivel de estructura.

La suma de los esfuerzos isostático e hiperestático de pretensado es igual a los esfuerzos totales producidos por el pretensado.

Cuando se compruebe el Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales de secciones con armadura adherente, de acuerdo con los criterios expuestos en el Artículo 42º, los esfuerzos de cálculo deben incluir la parte hiperestática del efecto estructural del pretensado considerando su valor de acuerdo con los criterios del apartado 13.2. La parte isostática del pretensado se considera, al evaluar la capacidad resistente de la sección, teniendo en cuenta la predeformación correspondiente en la armadura activa adherente.

Artículo 21º Estructuras reticulares planas, forjados y placas unidireccionales

Para el cálculo de solicitaciones en estructuras reticulares planas podrá utilizarse cualquiera de los métodos indicados en el Artículo 19º.

Cuando utilice el análisis lineal con redistribución limitada, la magnitud de la redistribución dependerá del grado de ductilidad de las secciones críticas.

Artículo 22º. Placas

Para que un elemento bidireccional sea considerado como una placa, debe cumplirse que la luz mínima sea mayor que cuatro veces el espesor medio de la placa. Para el cálculo de las solicitaciones de placas podrá utilizarse cualquiera de los métodos indicados en el Artículo 19º.

Artículo 23º. Membranas y láminas

Se llaman láminas aquellos elementos estructurales superficiales que desde un punto de vista estático se caracterizan por su comportamiento resistente tridimensional. Las láminas suelen estar solicitadas por esfuerzos combinados de membrana y de flexión, estando su respuesta estructural influida fundamentalmente por su forma geométrica, sus condiciones de borde y la naturaleza de la carga aplicada.

Para el análisis de láminas pueden utilizarse el análisis lineal y no lineal. No es recomendable el cálculo plástico, salvo que este debidamente justificado en el caso particular estudiado.

Las láminas sometidas a esfuerzos de compresión se analizarán teniendo en cuenta posibles fallos por pandeo. A tal fin, se considerarán las deformaciones elásticas y, en su caso, las debidas a la fluencia, variación de temperatura y retracción del hormigón, los asentos de apoyo y las imperfecciones en la forma de la lámina por inexactitudes durante la ejecución.

Artículo 24º Regiones D

24.1 Generalidades

Son regiones D (regiones de discontinuidad) las estructuras o partes de una estructura en las que no sea válida la teoría general de flexión, es decir, donde no sean aplicables las hipótesis de Bernoulli-Navier o Kirchhoff. Por el contrario, las estructuras o partes de las mismas en que se cumplen dichas hipótesis se denominan regiones B.

Las regiones D existen en una estructura cuando se producen cambios bruscos de geometría (discontinuidad geométrica, figura 24.1.a), o en zonas de aplicación de cargas concentradas y reacciones (discontinuidad estática, figura 24.1.b). Igualmente, una región D puede estar constituida por una estructura en su conjunto debido a su forma o proporciones (discontinuidad generalizada). Las vigas de gran canto o ménsulas cortas (figura 24.1.c) son ejemplos de discontinuidad generalizada.

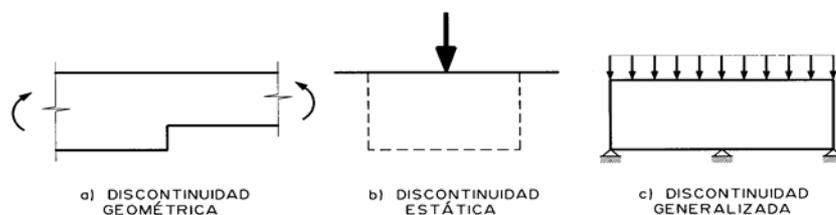


Figura 24.1.a, b y c



Para analizar zonas de discontinuidad se admiten los siguientes métodos de análisis

- a) Análisis lineal mediante teoría de la elasticidad
- b) Método de las bielas y tirantes
- c) Análisis no lineal

24.1.1 Análisis lineal mediante teoría de la elasticidad

El análisis proporciona el campo de tensiones principales y de deformaciones. Las concentraciones de tensiones, como las que se dan en las esquinas o huecos, pueden redistribuirse teniendo en cuenta los efectos de la fisuración, reduciendo la rigidez en las zonas correspondientes.

El análisis lineal es válido tanto para comportamiento en Servicio como para Estados Límite Últimos.

24.1.2 Método de las bielas y tirantes

Este método consiste en sustituir la estructura, o la parte de la estructura que constituya la región D, por una estructura de barras articuladas, generalmente plana o en algunos casos espacial, que representa su comportamiento. Las barras comprimidas se denominan bielas y representan la compresión del hormigón. Las barras traccionadas se denominan tirantes y representan las fuerzas de tracción de las armaduras.

El modelo debe equilibrar los esfuerzos exteriores existentes en la frontera de la región D, cuando se trata de una zona de la estructura, las cargas exteriores actuantes y las reacciones de apoyo, en el caso de una estructura con discontinuidad generalizada. Este tipo de modelos, que suponen un comportamiento plástico perfecto, satisfacen los requerimientos del teorema del límite inferior de la teoría de la plasticidad y, una vez decidido el modelo, el de unicidad de la solución.

Este método permite la comprobación de las condiciones de la estructura en Estado Límite Último, para las distintas combinaciones de acciones establecidas en el Artículo 13º, si se verifican las condiciones de las bielas, los tirantes y los nudos, de acuerdo con los criterios establecidos en el Artículo 40º.

Las comprobaciones relativas al Estado Límite de Servicio, especialmente la fisuración, no se realizan explícitamente, pero pueden considerarse satisfechas si el modelo se orienta con los resultados de un análisis lineal y se cumplen las condiciones para los tirantes establecidas en el Artículo 40º.

24.1.3. Análisis no lineal

Para un análisis más refinado, pueden tenerse en cuenta las relaciones tenso-deformacionales no lineales de los materiales bajo estados multiaxiales de carga, utilizando un método numérico adecuado. En este caso, el análisis resulta satisfactorio para los Estados Límite de Servicio y Últimos.



Artículo 25º Análisis en el tiempo

25.1 Consideraciones generales

El análisis en el tiempo permite obtener los efectos estructurales de la fluencia, retracción y envejecimiento del hormigón, y de la relajación del acero de pretensado. Dichos efectos pueden ser deformaciones y desplazamientos diferidos, así como variaciones en el valor o en la distribución de esfuerzos, reacciones o tensiones.

El análisis se puede realizar por el método general del apartado 25.2 o los métodos simplificados basados en el coeficiente de envejecimiento o similares. En general se podrán aplicar las hipótesis de la viscoelasticidad lineal, es decir, proporcionalidad entre tensiones y deformaciones y superposición en el tiempo, para tensiones de compresión que no superen el 45% de la resistencia en el instante de aplicación de la carga.

25.2 Método general

Para la aplicación del método general, paso a paso, son de aplicación las siguientes hipótesis:

- a) La ecuación constitutiva del hormigón en el tiempo es:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t)} + \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_r(t, t_s)$$

En esta ecuación, el primer término representa la deformación instantánea debida a una tensión aplicada en t_0 . El segundo término representa la fluencia debida a dicha tensión. El tercer término representa la suma de las deformaciones instantánea y de fluencia debida a la variación de tensiones que se produce en un instante t_i . Por último, el cuarto término representa la deformación de retracción.

- b) Para los distintos aceros se considera un comportamiento lineal frente a cargas instantáneas.
Para aceros de pretensado con tensiones superiores a $0,5 f_{pmax}$ se tendrá en cuenta la relajación y el hecho de que ésta se produce a deformación variable.
- c) Se considera que existe adherencia perfecta entre el hormigón y las armaduras adherentes y entre los distintos hormigones que pudieran existir en la sección.
- d) En el caso de elementos lineales, se considera válida la hipótesis de deformación plana de las secciones.
- e) Se deben verificar las condiciones de equilibrio a nivel de cualquier sección.
- f) Se debe verificar el equilibrio a nivel de estructura teniendo en cuenta las condiciones de apoyo.