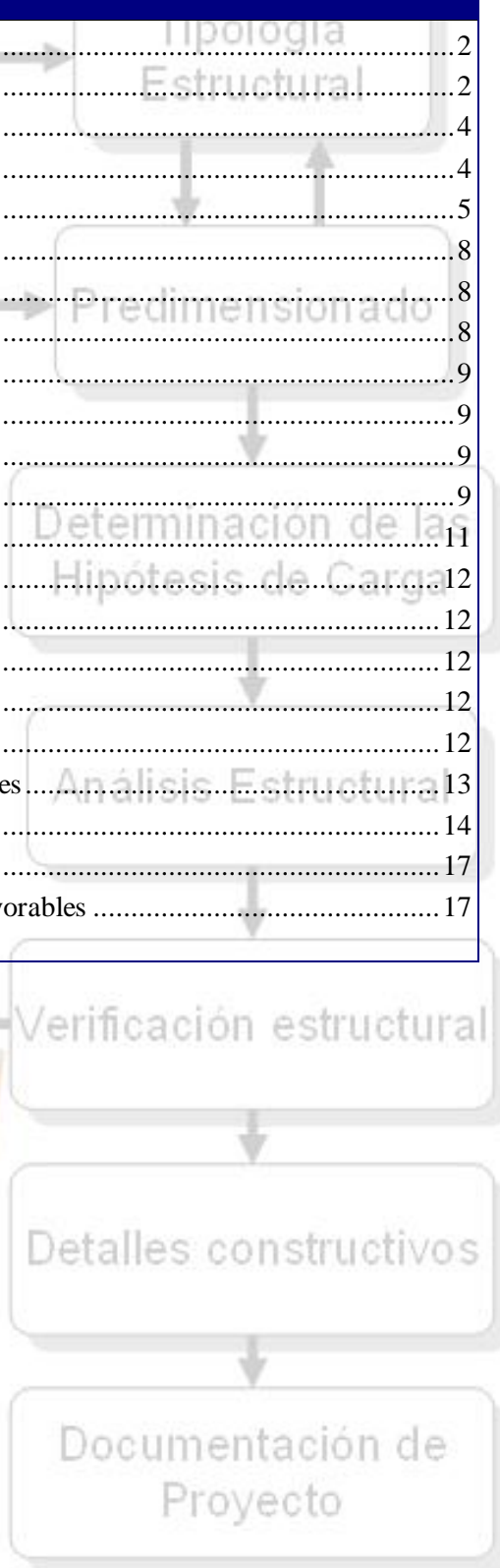
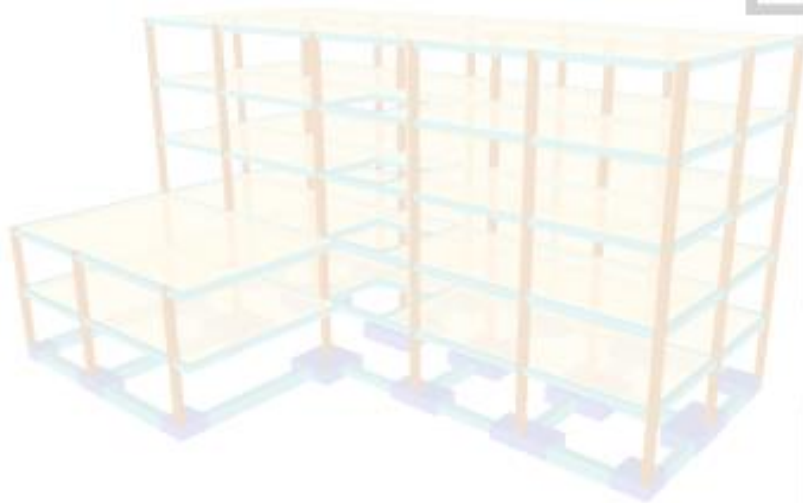


CONTENIDO:

1.	Proceso general de calculo de una estructura	2
1.1	Establecer la tipología de la estructura.....	2
1.2	Predimensionar la estructura.	4
1.3	Determinar las hipótesis de carga.	4
1.4	Análisis estructural.	5
1.5	Calcular las secciones.	8
1.6	Cálculo de flechas.....	8
1.7	Comprobación de los distintos estados límites.	8
1.8	Detalles constructivos.	9
2.	Cálculo de estructuras de hormigón.....	9
2.1	Según la situación en la que se realiza el cálculo.	9
2.1.1	1) Métodos clásicos o de tensiones admisibles.....	9
2.1.2	2) Métodos en rotura.....	11
2.2	Según la incertidumbre introducida en el cálculo.....	12
2.2.1	1) Métodos deterministas:	12
2.2.2	2) Métodos probabilistas:	12
3.	Método de los estados límite	12
3.1	Estados límite	12
3.2	Procedimiento de comprobación de los estados límites.....	13
3.3	Valores característicos y de cálculo.....	14
3.4	Determinación de la seguridad	17
3.5	Establecimiento de las hipótesis de carga más desfavorables	17



1. PROCESO GENERAL DE CALCULO DE UNA ESTRUCTURA

Con independencia del material a utilizar, el proceso de cálculo de una estructura se compone, en general, de las etapas representadas en la Fig. 1-1, y que son:

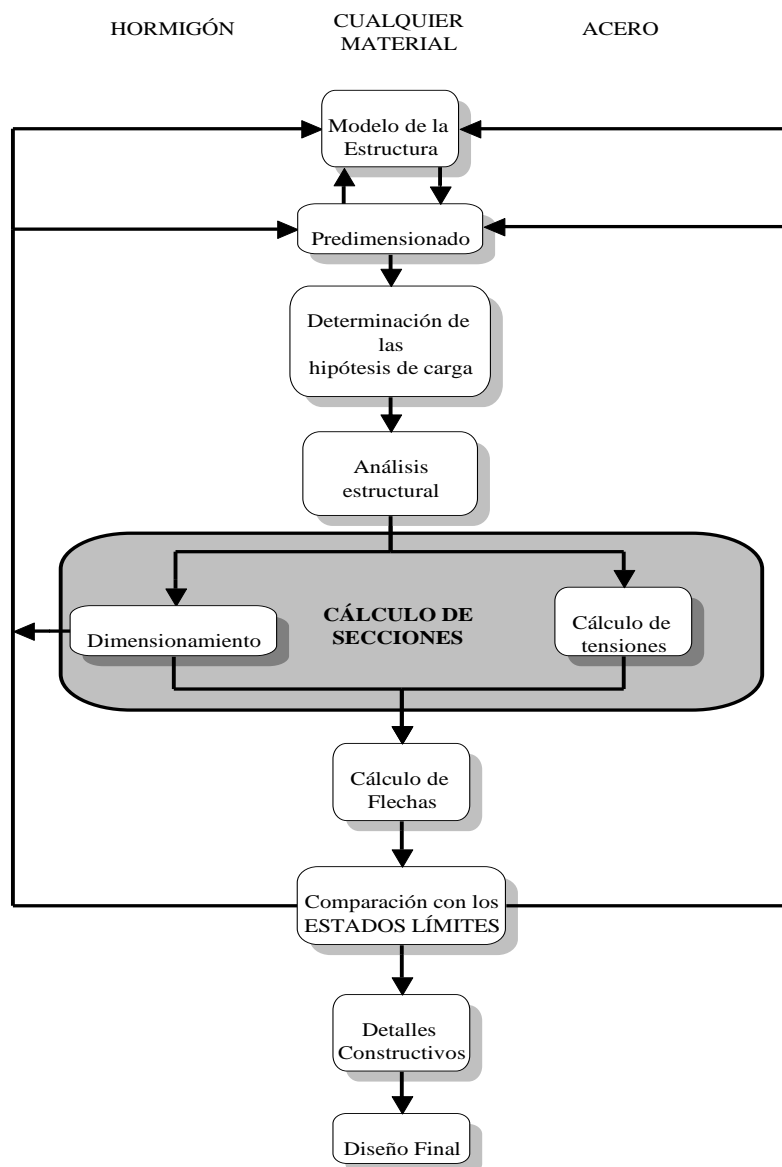


Fig. 1-1. Proceso general de cálculo.

1.1 Establecer la tipología de la estructura.

Esta etapa consiste en seleccionar, de entre las distintas tipologías de estructuras posibles, aquella que es más adecuada para las características de nuestra construcción (cargas, luces,...). En ella, entre otros aspectos, se selecciona:

- .-El material de construcción: hormigón, acero, ladrillo,....
- .-Tipología/s de forjado/s: reticular, unidireccional
- .-Tipología de nudos rígidos o articulados.
- .-Necesidades de elementos estructurales de rigidez horizontal: pantallas, núcleos, triangulaciones metálicas ...
- .-Tipo de cimentación: zapatas, losas, pilotes,....
- .-...

En la figura siguiente se muestra, para una construcción industrial típica, distintas tipologías estructurales posibles:



Construcción industrial, que constituye nuestra necesidad.

❶ Estructura porticada de acero (nudos)



❷ Estructura de acero con vigas en celosía (nudos articulados)

❸ Estructura porticada de hormigón prefabricado



En la figura siguiente se muestra, para una construcción residencial, distintas tipologías de estructuras de hormigón armado con diferentes tipos de forjados:

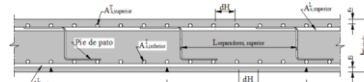


Construcción residencial.

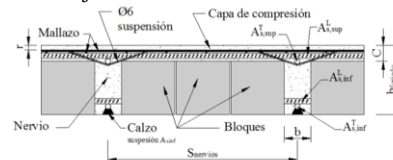
Estructura de hormigón compuesta de pilares y forjados



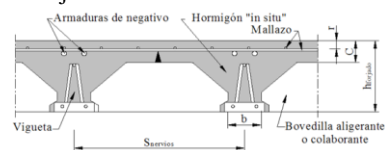
❶ Forjado de losa maciza



❷ Forjado reticular



❸ Forjado unidireccional



1.2 Predimensionar la estructura.

En base, fundamentalmente, a la experiencia del proyectista, se definen las características geomecánicas de la estructura, fijando los materiales a emplear, la disposición de los elementos estructurales y sus dimensiones.

A continuación se muestra un posible predimensionado para una estructura de hormigón armado con forjado unidireccional:

1 Calidades de los materiales:

Hormigón:

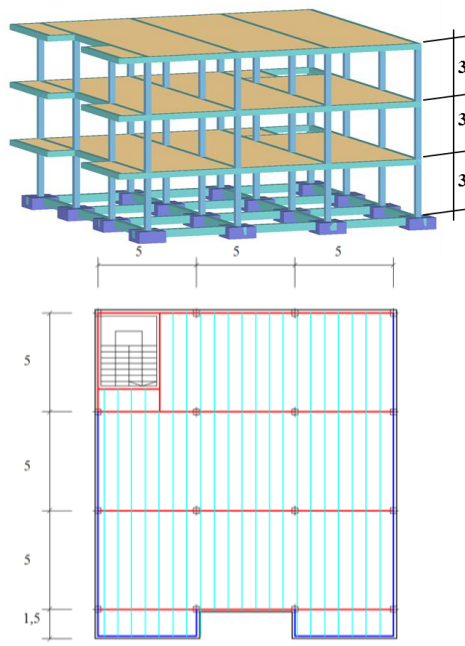
Cimentación HA-30/B/20/IIa+Qa

Pilares HA-25/B/20/IIb

Forjados HA-25/B/15/IIb

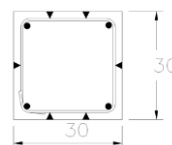
Acero: B-400S

2 Disposición de los elementos

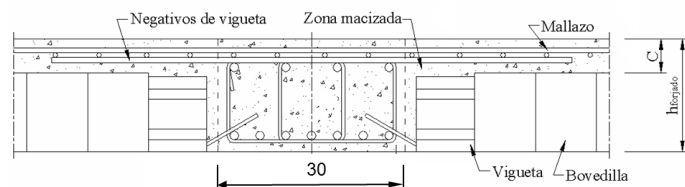


3 Dimensiones de los elementos estructurales

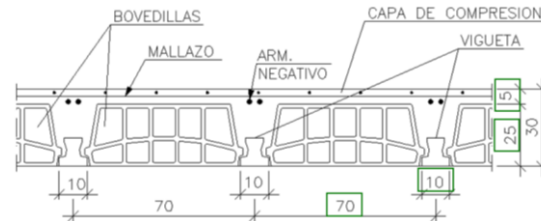
.- Pilares:



.- Vigas y zunchos:



.- Forjados:



1.3 Determinar las hipótesis de carga.

En el establecimiento de las hipótesis de carga hay que considerar tres aspectos:

- La consideración de las distintas fases o situaciones por las que atraviesa la estructura a lo largo de su vida útil¹. En el caso de las estructuras de hormigón la Instrucción EHE establece que las situaciones de proyecto² a considerar son las siguientes:
 - ❑ **Situaciones persistentes:** Son situaciones que son relevantes durante un período de tiempo similar al de la vida útil de la estructura. Corresponden a las condiciones de uso normal de la estructura.



¹ Se entiende por vida útil de una estructura el período de tiempo, a partir de su puesta en servicio, durante el que debe mantener unas condiciones de seguridad, funcionalidad y aspecto aceptables.

² Se pueden definir las situaciones de proyecto como el conjunto de condiciones físicas representativas de un cierto intervalo de tiempo para el cual la estructura debe cumplir el conjunto de condiciones que se les exige.

- ❑ **Situaciones transitorias:** Son situaciones que son relevantes durante un período de tiempo mucho más corto que la vida útil de la estructura y que tienen una alta probabilidad de ocurrencia. En general corresponden a las condiciones que se producen durante la construcción o reparación de la estructura.



- ❑ **Situaciones accidentales:** corresponden a situaciones excepcionales aplicables a la estructura.

Sismo



Incendio



Impacto



- La determinación de las distintas **acciones simples (hipótesis simples)** a considerar para cada una de las situaciones de proyecto.
- El establecimiento de las distintas **combinaciones de acciones** que pueden actuar simultáneamente sobre la estructura en cada una de las situaciones de proyecto, de forma que produzcan en ella los efectos más desfavorables.

1.4 Análisis estructural.

Este análisis consiste en la determinación, utilizando los procedimientos de cálculo de la Elasticidad y Resistencia de Materiales, de los efectos (solicitaciones) originados por las acciones sobre la totalidad o parte de la estructura.

Para la realización de este análisis es necesario la modelización matemática de la estructura, que comprende la idealización de la geométrica (elementos lineales, superficiales y sólidos), las cargas y las condiciones de contorno.

En general³ los resultados que se obtienen de este análisis estructural son:

- ❑ A nivel global: las reacciones y los desplazamientos de los nudos de la estructura.
- ❑ A nivel seccional: los esfuerzos (axiales, cortantes, momentos flectores y torsores) que actúan en las secciones de los distintos elementos estructurales.

Este cálculo puede efectuarse de cuatro formas distintas:

- **Análisis lineal.** Está basado en las dos hipótesis siguiente:
 - ✓ Comportamiento elástico-lineal de los materiales (ver Fig. 1-2).
 - ✓ Se consideran las ecuaciones de equilibrio en la estructura sin deformar (ver Fig. 1-3). Esta hipótesis es únicamente válida cuando las deformaciones, y por lo tanto los desplazamientos (u y v) que se producen en la estructura, son suficientemente pequeñas como para considerar que la geometría de la estructura no cambia como consecuencia de la aplicación de las acciones. La

³ Otros resultados que pueden ser necesarios obtener del análisis estructural en determinadas aplicaciones son:

- A nivel seccional: curvaturas y elongaciones.
- A nivel local: tensiones y deformaciones.

teoría a que da lugar esta hipótesis es conocida como teoría de las pequeñas deformaciones o teoría de primer orden.

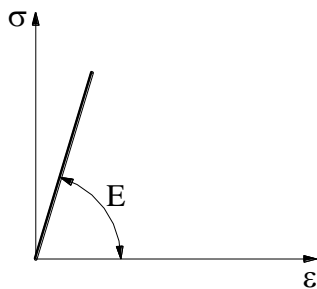


Fig. 1-2

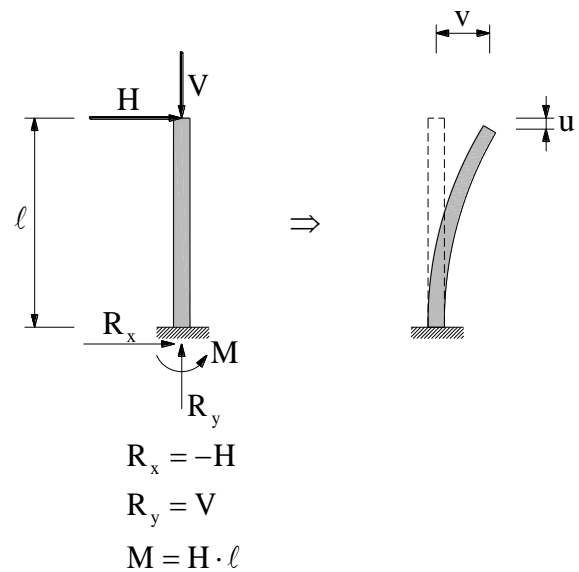


Fig. 1-3

Como consecuencia de estas hipótesis se obtiene un comportamiento elástico y lineal de la estructura, es decir, existe proporcionalidad entre acciones, esfuerzos y desplazamientos (tensiones y deformaciones). Esta proporcionalidad implica a su vez que sea válido el principio de superposición por el cuál, el efecto de una serie de acciones sobre la estructura es igual a la suma de los efectos de cada una de estas acciones por separado (ver Fig. 1-4).

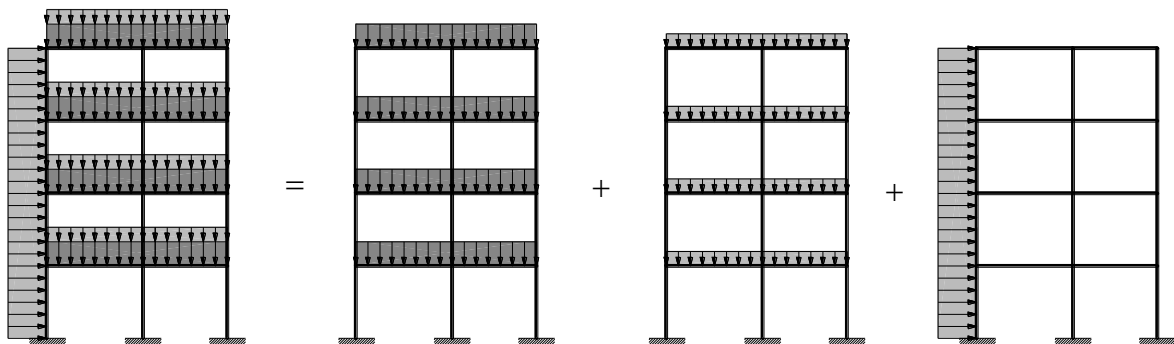


Fig. 1-4

- ❑ Es el más utilizado, fundamentalmente, por las razones siguientes:
- ❑ El cálculo de esfuerzos es, para las acciones directas, independiente del material que compone la estructura.
- ❑ Al ser válido el principio de superposición únicamente es necesario calcular la respuesta de la estructura para cada una de las hipótesis simples, obteniéndose las distintas combinaciones por combinación lineal de las anteriores.
- ❑ Es muy rápido utilizando ordenadores.
- **Análisis no lineal.** Tiene en cuenta las no linealidades que se pueden presentar en las estructuras:
 - ✓ No linealidad mecánica, es decir, se considera un comportamiento tenso-deformacional no lineal (ver Fig. 1-5).
 - ✓ No linealidad geométrica, es decir, se aplican las ecuaciones de equilibrio en la situación deformada de la estructura. Esta no linealidad es necesario considerarla cuando las

deformaciones, y por lo tanto los desplazamientos (u y v) que se producen en la estructura, son lo suficientemente grandes como para modificar las reacciones y los esfuerzos de equilibrio, como se muestra en la Fig. 1-6. La teoría a que da lugar esta no linealidad es conocida como teoría de las grandes deformaciones o teoría de segundo orden⁴.

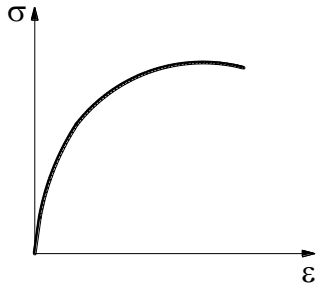
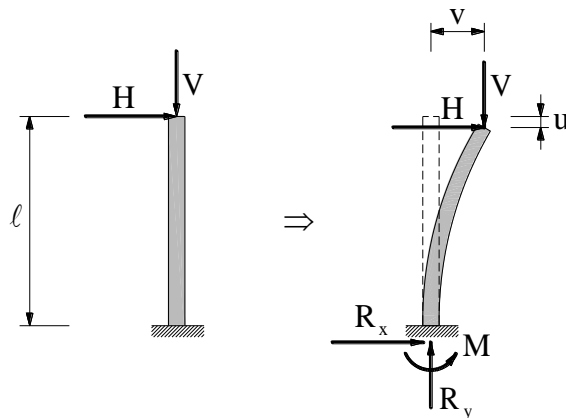


Fig. 1-5



$$R_x = -H$$

$$R_y = V$$

$$M = H(\ell - u) + V \cdot v$$

Fig. 1-6

Como los desplazamientos son conocidos a posteriori, una vez realizados los cálculos, y como para poder realizar éstos es necesario conocer los desplazamientos, este tipo de análisis requiere un procedimiento iterativo para obtener la respuesta de la estructura. Esto conlleva un coste muy elevado de cálculo que hace que su utilización esté únicamente indicada en estructuras de gran importancia.

- **Análisis plástico.** Está basado en un comportamiento plástico, elasto-plástico o rígido-plástico, de los materiales (ver Fig. 1-7).

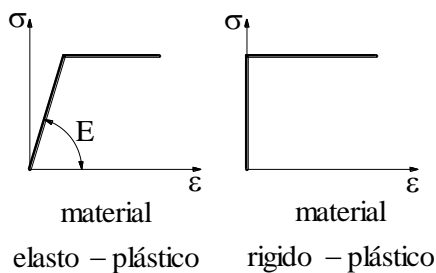


Fig. 1-7

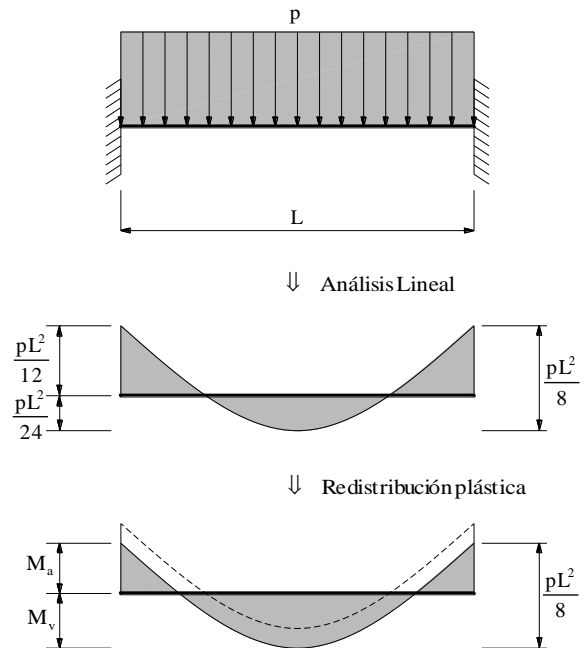


Fig. 1-8

- **Análisis lineal con redistribución limitada.** Con este procedimiento los esfuerzos se determinan mediante un análisis lineal y posteriormente se efectúan redistribuciones que satisfacen las condiciones de equilibrio (ver Fig. 1-8).

⁴ Pueden existir situaciones en las cuales, aun siendo las deformaciones pequeñas, los desplazamientos no lo sean (como puede suceder en estructuras muy esbeltas como arcos, cables, placas y láminas delgadas). La teoría a que da lugar este estudio es conocida como teoría de los grandes desplazamientos.

1.5 Calcular las secciones.

Es en esta etapa donde el material que va a conformar la estructura tiene una importancia decisiva. Una vez conocidas las solicitaciones, y dependiendo del material de la estructura, se realiza una de las dos operaciones siguientes:

- **Estructura metálica.** Se calculan las tensiones máximas en las secciones más solicitadas de los distintos elementos de la estructura.
- **Estructura de hormigón.** Se dimensionan las distintas secciones de los elementos estructurales para que soporten las solicitaciones a las que están sometidas. En general este dimensionamiento se reduce al cálculo de las armaduras necesarias en cada sección, sin necesidad de alterar las dimensiones de ésta. Si es necesario aumentar las dimensiones de las secciones de forma importante tenemos que volver hacia atrás, a la fase de predimensionado o a la fase de modelo de la estructura.

1.6 Cálculo de flechas.

Se calculan las flechas que se producen en estado de servicio en los distintos elementos de la estructura. Esta fase es necesaria realizarla después del dimensionado en las estructuras de hormigón, ya que las deformaciones en éstas dependen de la armadura dispuesta.

1.7 Comprobación de los distintos estados límites.

Se definen una serie de estados límites, que son aquellos en los que la estructura o una parte de la misma queda fuera de servicio, y se comprueba que dichos límites no son alcanzados, con una seguridad aceptable, durante la vida útil de la estructura.

Los motivos por los que una estructura puede quedar fuera de servicio son

❶ Seguridad (Estados límite últimos)

La estructura en estas situaciones **no es capaz de soportar más cargas** (se supera la capacidad portante de una parte o de la totalidad de la estructura).

❷ Funcionalidad (Estados límite de Servicio)

La estructura **es segura pero no cumple** alguna de las características para la que ha sido proyectada

❸ Durabilidad (Estados límite de Durabilidad)

Se produce un nivel de **degradación inadmisible** como consecuencia de las acciones físicas y químicas, diferentes a las cargas y acciones del análisis estructural



Seguridad



Funcionalidad



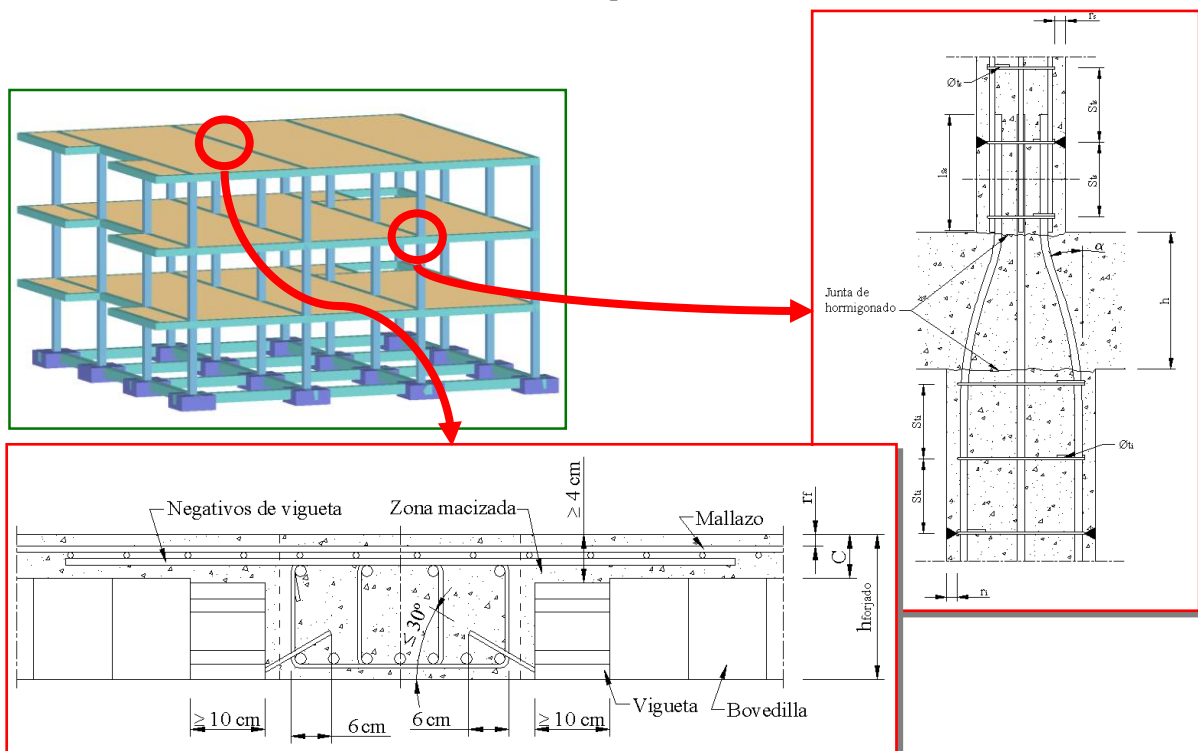
Durabilidad

Si en esta fase alguna sección no resiste con seguridad (o se alcanza algún otro estado límite) o, por el contrario, conserva todavía una apreciable reserva de resistencia, habría que alterar sus dimensiones, aumentándolas en el primer caso y disminuyéndolas en el segundo, y volver hacia atrás, a la fase 1ª o 2ª.

En el hormigón armado esto no ocurre en general, debido a que, como se ha comentado anteriormente, el dimensionamiento se reduce al cálculo de las armaduras necesarias en cada sección, sin necesidad de alterar sus dimensiones. El criterio de cálculo que se establece en esta fase de dimensionamiento es precisamente el de que no se alcancen estos estados límites, teniendo presente que la resistencia de una sección de hormigón armado depende en gran medida de la armadura que lleva. Podemos, por tanto, englobar la fase de dimensionamiento dentro de la de comprobación de los estados límites.

1.8 Detalles constructivos.

Si la comprobación con los estados límites es satisfactoria damos por buena la estructura y pasamos a la última fase en la que se definen los detalles constructivos necesarios para la correcta ejecución de la misma, y que son coherentes con las hipótesis de cálculo adoptadas (si se han supuesto nudos articulados efectivamente las uniones se deben comportar como nudos articulados, etc...).



2. CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

La evolución del cálculo de la estructura de hormigón armado está basada fundamentalmente en los ensayos científicos de laboratorio, sin perder de vista por supuesto, las leyes generales de la Mecánica, Resistencia de Materiales y Elasticidad.

Los distintos métodos empleados en el cálculo de secciones de hormigón armado se pueden clasificar en función de distintos aspectos:

2.1 Según la situación en la que se realiza el cálculo.

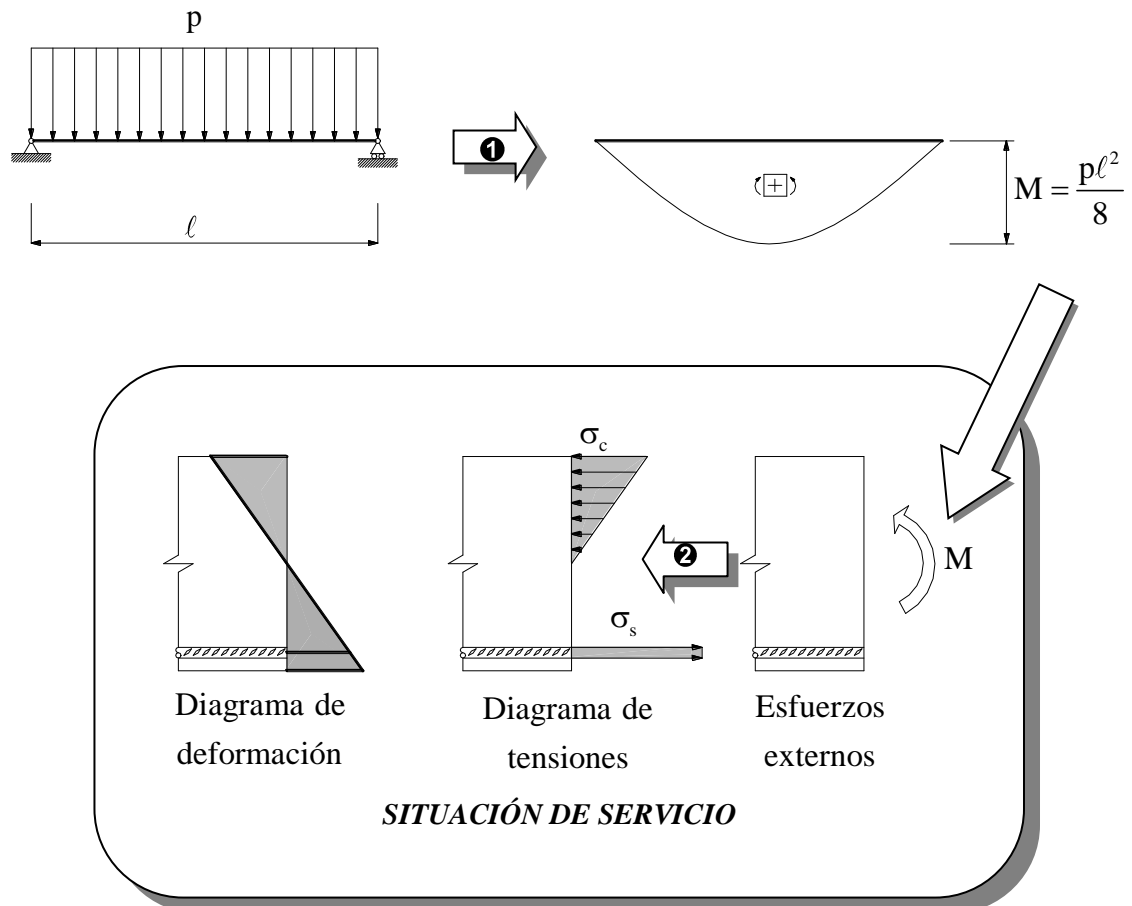
2.1.1 1) Métodos clásicos o de tensiones admisibles

Estudia la **situación de servicio** de la estructura y parte de la hipótesis de considerar una ley de proporcionalidad entre las tensiones y las deformaciones de una pieza, es decir, se supone que los materiales se comportan de un modo perfectamente elástico.

En esencia, en el método clásico, se procede de la siguiente forma (ver Fig. 2-1):

- ❶ Bajo cargas de servicio máximas se calculan las solicitaciones de servicio.
- ❷ Para estas solicitaciones de servicio se calculan las tensiones (tensiones de trabajo).
- ❸ Se comparan las tensiones de trabajo y las admisibles, de manera que las primeras no puedan superar a una determinada fracción de las segundas.

La seguridad de la estructura queda garantizada mediante la introducción de un coeficiente de seguridad que se aplica a las tensiones. Por ejemplo, en la Instrucción española para el proyecto de obras de hormigón del año 1949, se establece que la tensión admisible en el hormigón será la tercera parte de su resistencia de rotura y que la tensión admisible en el acero será la mitad de su



límite elástico aparente.

$$\text{❸ COMPROBACIÓN} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_c \leq \frac{\sigma_{c, adm}}{\gamma_c} \\ \sigma_s \leq \frac{\sigma_{s, adm}}{\gamma_s} \end{array} \right. \Rightarrow \text{SEGURIDAD} \left\{ \begin{array}{l} \gamma_c \\ \gamma_s \end{array} \right.$$

Fig. 2-1: Método clásico o de tensiones admisibles

Se sabía desde un principio que las tensiones y las deformaciones del hormigón solamente son proporcionales cuando las tensiones son relativamente pequeñas. A pesar de ello, por razones de sencillez y falta de datos experimentales, este método fue utilizado durante muchos años. En la mayoría de los casos, este procedimiento conduce a dimensiones antieconómicas, es decir, numerosas piezas de hormigón armado resultan ser mucho más resistentes de lo que predice la teoría clásica, de manera que se podrían haber empleado unas dimensiones mucho menores para las mismas si se hubiera contado con procedimientos de cálculo de mayor exactitud.

2.1.2 2) Métodos en rotura

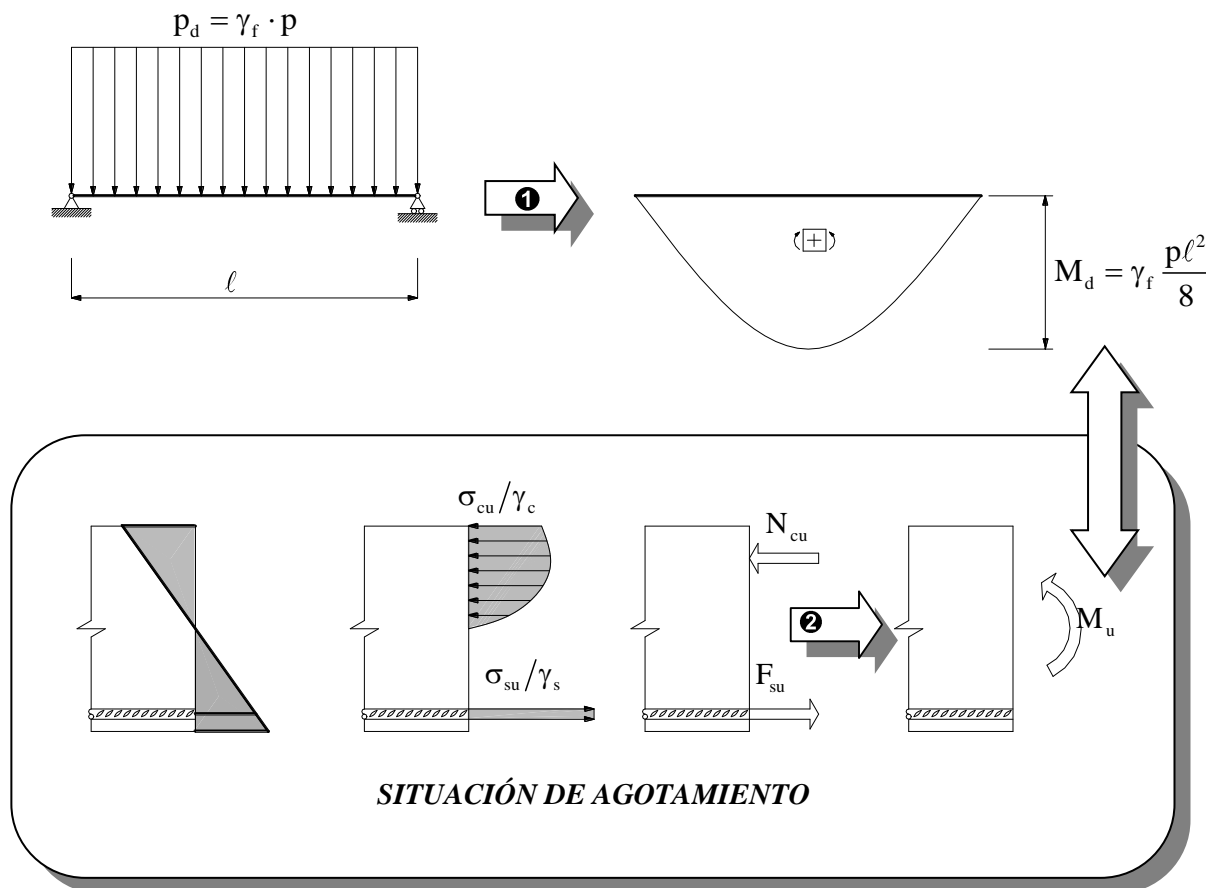
A principios de la década de los 50 se iniciaron los estudios de dimensionamiento, teniendo en cuenta el comportamiento real de los materiales. El resultado de estos trabajos fue el método de cálculo en rotura, en el cual se estudia la **situación de agotamiento** de la estructura.

Mientras que en el método clásico se persigue determinar las tensiones de trabajo correspondientes a las cargas máximas de proyecto, en el dimensionamiento en rotura se pretende calcular las sollicitaciones que darán lugar al agotamiento o rotura de las piezas de una estructura.

En forma resumida, el proceso general de cálculo en rotura sería el siguiente (ver Fig. 2-2):

- ❶ Se calculan las sollicitaciones en los distintos elementos de la estructura sometida a la acción de las cargas mayoradas (efecto de las acciones).
- ❷ Se calculan las resistencias o sollicitaciones últimas de dichos elementos, que son aquellas que agotarían las piezas si los materiales tuvieran, no las resistencias verdaderas, sino las minoradas (respuesta de la estructura).
- ❸ Se comparan estos valores. Siempre que las acciones externas produzcan unas sollicitaciones inferiores a las últimas o de agotamiento, el comportamiento de la estructura queda asegurado.

La seguridad se introduce mediante la mayoración de las acciones y la minoración de las resistencias, a través de unos coeficientes parciales de seguridad: γ_f para las acciones y γ_m para



los materiales (γ_c para el hormigón y γ_s para el acero).

$$\text{❸ COMPROBACIÓN } M_d \leq M_u \Rightarrow \text{SEGURIDAD} \left\{ \begin{array}{l} \text{Mayoración de acciones } \gamma_f \\ \text{Minoración de Resistencias } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_c \\ \gamma_s \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Fig. 2-2: Método en rotura

2.2 Según la incertidumbre introducida en el cálculo.

2.2.1 1) Métodos deterministas:

En estos se consideran fijos los valores numéricos de las cargas aplicadas y las resistencias de los materiales.

2.2.2 2) Métodos probabilistas:

En estos se consideran aleatorios tanto los valores de las cargas como los de las resistencias de los materiales.

La mayor parte de los parámetros que aparecen en el cálculo están sujetos, no sólo a dispersiones sino también a la casualidad. Esto se cumple sobre todo para los esfuerzos originados por la naturaleza, como el viento y los efectos sísmicos, cuyos valores máximos, puramente casuales, pueden ocurrir luego de transcurridos grandes periodos de tiempo. También, en las estructuras corrientes, fallos casuales de los materiales pueden conducir a colapsos prematuros de las mismas. En definitiva las magnitudes con que trabajamos son aleatorias y sus valores tendrán una determinada probabilidad de ser o no superadas en la práctica.

Hasta hace relativamente pocos años, el cálculo de estructuras de hormigón armado se realizaba con métodos clásicos y deterministas. Modernamente se ha desarrollado un método de cálculo basado en una combinación de los métodos de rotura y probabilistas que se denomina método de los estados límites.

3. MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITE

El proceso general de cálculo que se propone en la Instrucción EHE, corresponde al conocido como método de los estados límites. Dicho cálculo trata de reducir a un valor suficientemente bajo, la probabilidad siempre existente, de que sean alcanzados una serie de **estados límite** durante la vida útil de la estructura.

3.1 Estados límite

Se definen como **Estados Límite** aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada.

Los Estados Límite se clasifican en:

a) Estados Límite Últimos

Esta denominación engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella. La estructura en estas situaciones no es capaz de soportar más cargas (se supera la capacidad portante de una parte o de la totalidad de la estructura).

Dentro de este grupo se incluyen:

- **Estado límite de agotamiento.** Es el producido por la deformación plástica excesiva o rotura de una o varias secciones de la estructura.

Se estudia a nivel de sección y puede ser provocado por:

- Solicitaciones normales (axil y momentos flectores)
- Cortante
- Torsión
- Punzonamiento
- Rasante

- **Estado límite de inestabilidad.** Es el producido por la pérdida de la estabilidad de la estructura o parte de ella.

Se estudia a nivel de estructura o elemento estructural.

- **Estado límite de equilibrio.** Es el producido por la pérdida de equilibrio de la estructura o parte de ella considerada como un sólido rígido.
Se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo.
- **Estado límite de fatiga.** Es el producido por la acumulación de deformaciones o fisuración progresiva bajo cargas repetidas.
Se estudia a nivel de sección.

b) Estados Límite de Servicio

Corresponden a una puesta fuera de servicio de la estructura por razones de funcionalidad, de comodidad, de durabilidad o de aspectos requeridos. Dentro de este grupo se incluyen:

- **Estado límite de deformación.** Es el producido por deformaciones que pueden afectar a las acciones aplicadas, a la apariencia, al uso de la estructura o causar daños en elementos no estructurales.
- **Estado límite de vibraciones.** Es el producido por vibraciones que pueden ser desagradables, causar inquietud a los usuario o provocar daños en estructuras y equipos.
- **Estado límite de fisuración.** Se produce cuando la fisuración del hormigón afecta a la durabilidad, la impermeabilidad o el aspecto de la estructura.

3.2 Procedimiento de comprobación de los estados límites

El procedimiento de comprobación, para un cierto Estado Límite, consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones mayoradas aplicadas a la estructura o a parte de ella, S_d , y, por otra, la respuesta de la estructura para la situación límite de estudio, suponiendo que los materiales tienen una resistencia minorada, R_u . El Estado Límite queda garantizado si se verifica que la respuesta estructural no es inferior que el efecto de las acciones aplicadas. Muy esquemáticamente, el proceso de cálculo se aprecia en la figura 3-3.

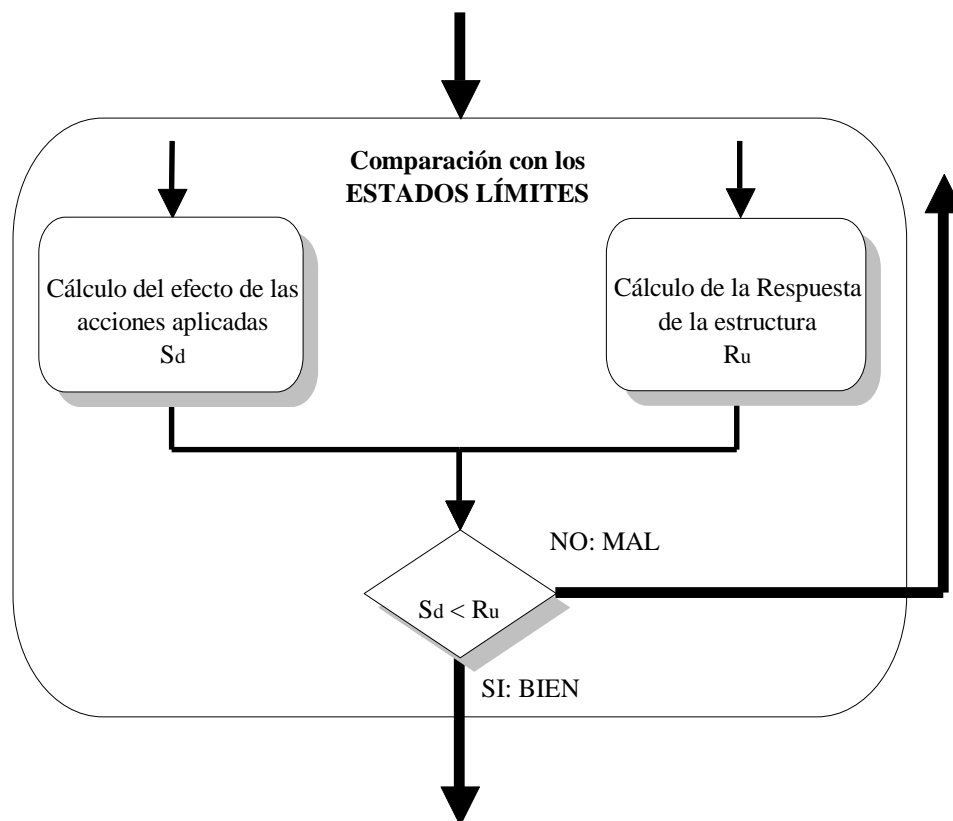


Figura 3-3. Comprobación de un estado límite

3.3 Valores característicos y de cálculo

Todas las magnitudes que intervienen en los cálculos gozan de márgenes de imprecisión, son aleatorias, de manera que sus valores tendrán una determinada probabilidad de ser o no superados en la realidad.

La finalidad del cálculo es comprobar que la probabilidad de que una estructura alcance un límite de sus posibilidades de uso (es decir un estado límite), dentro del plazo fijado para su vida útil, quede por debajo de un valor muy pequeño que se fija a priori.

Un análisis probabilista completo necesitaría del conocimiento de las leyes de distribución de todas las variables que intervienen en el cálculo de una estructura. Como esto resultaría extremadamente complejo y además no se dispone del suficiente número de datos estadísticos, el método de los estados límites introduce una simplificación que consiste en atribuir las diversas causas de error a solo tres magnitudes, la **resistencia de los materiales**, los **valores de las acciones** y la **geometría**.

La variabilidad de estas magnitudes se tiene en cuenta considerando sus valores característicos, que se designan con el subíndice k. Así se tiene:

- La resistencia característica de un material, que es aquella que tiene una probabilidad del 5% de que se presenten valores individuales de resistencias más bajos que la resistencia característica.
 - Para el hormigón la resistencia característica de proyecto, se designa por f_{ck} .
 - La del acero, f_{yk} , es el valor del límite elástico característico garantizado por el fabricante.
- El valor característico de una acción, F_k , viene dado por su **principal valor representativo**, que puede venir determinado por un valor medio, un valor nominal o por un valor correspondiente a una determinada probabilidad de no ser superado durante un período de referencia, que tiene en cuenta la vida útil de la estructura y la duración de la acción.
- El valor característico de los datos geométricos, a_k , es el valor nominal definido en los planos de proyecto.

Para el resto de los factores aleatorios que pueden influir en la seguridad de la estructura, tales como errores en planos y de ejecución, simplificaciones de cálculo, estimaciones erróneas de excentricidades, disposición de armaduras, efectos no tenidos en cuenta o despreciados, etc., se cubren sus incertidumbres transformando los valores característicos en valores de cálculo. Los valores de cálculo se designan con el subíndice d, y serán:

□ Valores de cálculo para los materiales

Los valores de cálculo de los materiales se obtiene a partir sus valores característicos divididos por un coeficiente parcial de seguridad, que será: γ_c para el hormigón y γ_s para el acero.

□ Valores de cálculo para las acciones

En general los valores de cálculo de las acciones se obtendrán de sus valores característicos multiplicados por un coeficiente parcial de seguridad γ_f . Sin embargo, como para las acciones variables sus valores característicos no se producen simultáneamente, sino desfasados en el tiempo, es necesario considerar un concepto nuevo, que es el de valores representativos de las acciones.

○ Valores representativos de las acciones

Se define como valor representativo de una acción el valor de la misma utilizado para la comprobación de los Estados Límite.

En general según el tipo de acción ésta puede tener uno o varios valores representativos, que se obtienen afectando su valor característico, F_k , por un factor ψ_i :

$$F_{rep} = \Psi_i \cdot F_k$$

- Para las acciones permanentes los valores representativos coinciden con los valores característicos.
- Para las acciones variables, según el tipo de estructura y las cargas consideradas, pueden presentarse tres valores representativos:

- Valor de combinación: $\Psi_0 \cdot F_k$. Es el valor de la acción cuando actúa aisladamente o con alguna otra acción.
 - Valor frecuente: $\Psi_1 \cdot F_k$. Es el valor de la acción que es sobrepasado en sólo períodos de corta duración respecto a la vida útil de la estructura.
 - Valor cuasipermanente: $\Psi_2 \cdot F_k$. Es el valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil de la estructura.
- Para las acciones accidentales el valor representativo es, en general, el valor característico.

□ **Valores de cálculo para la geometría**

En general los valores de cálculo para la geometría coincidirán con los valores característicos (que a su vez serán los nominales de proyecto). Únicamente cuando las imprecisiones relativas a la geometría tengan un efecto significativo sobre la fiabilidad de la estructura, se tomará como valor de cálculo de los datos geométricos $a_d = a_k + \Delta a$, donde Δa tiene en cuenta las posibles desviaciones desfavorables de los valores nominales, y se define de acuerdo con las tolerancias admitidas. El único dato geométrico para el que la Instrucción EHE establece una tolerancia de forma explícita es el recubrimiento (ver 4.6.2).

Por lo tanto la forma de introducir seguridad en los cálculos será minorando las resistencias de los materiales y mayorando las acciones. Los valores de cálculo serán:

Materiales		Acciones	Geometría
Hormigón	Acero		
$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	$F_d = \Psi_i \cdot F_k \cdot \gamma_f$ Valor representativo	$a_d = a_k = a_{nom}$

Tabla 3-1: Valores de cálculo

Los coeficientes parciales de seguridad serán tres:

- De minoración de la resistencia del hormigón: γ_c
- De minoración de la resistencia del acero: γ_s
- De mayoración de las acciones: γ_f

Los valores de los tres coeficientes parciales de seguridad, dependen de los dos factores siguientes:

- Del estado límite en estudio. Los estados límites últimos requieren que tengan una mayor probabilidad de no ser alcanzados que los de servicio.
- De la situación de proyecto. Los requisitos que se les exige a las estructuras son distintos según la situación de proyecto. Así, en las situaciones persistentes y transitorias, a las estructuras se les exige que no sufran daños, mientras que en las situaciones accidentales, se les exige que durante las mismas no se produzcan pérdidas de vidas humanas o daños muy importantes, asumiendo que se pueden producir daños graves que pueden llevar incluso a la demolición posterior de la estructura⁵.

Además, el coeficiente parcial de seguridad depende de los siguiente factores:

⁵ La actual Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación NCSE-94, en los comentarios al objetivo de la misma dice: “La finalidad última de estos criterios es la de evitar la pérdida de vidas humanas, y reducir el coste económico que futuros terremotos puedan ocasionar. A tal fin se pretende evitar el colapso de las construcciones ante los mayores sismos esperables -con una probabilidad razonable- limitándose consecuentemente los daños estructurales graves ante sismos de menor tamaño, que tengan una probabilidad apreciable de ocurrir durante la vida útil de la obra. Consecuentemente cabe esperar la ocurrencia de terremotos que ocasionen daños estructurales muy importantes, que obliguen incluso a la demolición posterior de la estructura.

- De la naturaleza de la acción, ya sea favorable o desfavorable. La forma de introducir seguridad en las acciones desfavorables es mayorándolas ($\gamma_f \geq 1$), y en las favorables minorándolas ($\gamma_f \leq 1$).
- De la variación en el tiempo de la acción. En este sentido, y como se vio en el tema de acciones, hay que distinguir entre acciones permanentes, permanentes de valor no constante, variables y accidentales.
- Del nivel de control de ejecución. Si una determinada estructura se va a construir con dos niveles de control distintos, para que finalmente tengan la misma seguridad, la estructura construida con un menor nivel de control requerirá un mayor coeficiente parcial de seguridad; es decir, al aumentar el nivel de control de ejecución, el coeficiente parcial de seguridad disminuye para que la seguridad final se mantenga constante.

Los niveles de control y los valores de los coeficientes parciales de seguridad deben figurar explícitamente en los planos del Proyecto. En la Tabla 3-2 aparecen los valores de los coeficientes parciales de seguridad para los materiales y en la Tabla 3-3 los de las acciones.

Situación de proyecto	Estado Límite Último		Estado Límite de Servicio	
	Hormigón γ_c	Acero γ_s	Hormigón γ_c	Acero γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15	1	1
Accidental	1,3	1,0	1	1

Tabla 3-2: Coeficientes parciales de seguridad para materiales

Tipo de Acción	Estado Límite Último				Estado Límite de Servicio	
	Situación persistente o transitoria		Situación accidental		Efecto favorable	Efecto desfavorable
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable		
Permanente ❶	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	-	-	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$	-	-

❶ Cuando los resultados de una comprobación sean muy sensibles a las variaciones de la magnitud de la acción permanente, de una parte a otra de la estructura, las partes favorable y desfavorable de dicha acción se considerarán como acciones individuales. En particular, esto se aplica en la comprobación del Estado Límite de Equilibrio donde se considerarán los siguientes coeficientes parciales de seguridad:

Tipo de Acción	Estado Límite Último de Equilibrio			
	Situación transitoria (construcción)		Situación persistente (servicio)	
	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 0,95$	$\gamma_G = 1,05$	$\gamma_G = 0,90$	$\gamma_G = 1,10$

Tabla 3-3. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones

En general el carácter favorable o desfavorable de las acciones permanentes del mismo origen (hipótesis simple) se debe aplicar al conjunto de dichas acciones; es decir, todas las acciones pertenecientes a esa hipótesis simple quedarán ponderadas por el mismo coeficiente parcial de

seguridad. Una excepción sucede cuando los resultados de una comprobación sean muy sensibles a la variación de la magnitud de la acción permanente, de una parte a otra de la estructura. En este caso las partes favorable y desfavorable de dicha acción se considerarán como acciones individuales (hipótesis simples).

3.4 Determinación de la seguridad

Si las estructuras se construyen con un coeficiente de seguridad demasiado bajo, la probabilidad de que se hundan o queden fuera de servicio puede ser elevada. Y si se construyen con un coeficiente demasiado alto, tendrán un coste excesivo. Tan antisocial es que se caigan, como que su coste sea exorbitante, por lo que debe existir un óptimo en el cual los riesgos de ruina más el coste alcancen un valor mínimo.

En el apartado anterior se aprecia que la forma de introducir la seguridad en el método de los estados límites es doble, al utilizar dos tipos de coeficientes parciales de seguridad, unos de minoración de las resistencias de los materiales y otros de mayoración de las acciones.

Aunque no es del todo correcto, puede admitirse que el coeficiente de seguridad global es el producto de los dos mencionados anteriormente:

- Para fallos debido al acero $\gamma = \gamma_s \cdot \gamma_f$
- Para fallos debidos al hormigón $\gamma = \gamma_c \cdot \gamma_f$

Este coeficiente de seguridad global establece la distancia existente entre el estado de servicio y el estado límite correspondiente (Último o de Servicio).

La probabilidad P de que una estructura quede fuera de servicio, por alcanzarse un estado límite determinado, dependerá del coeficiente global de seguridad. Cuanto mayor sea dicho coeficiente, menor será la probabilidad P, pero, como hemos dicho, más cara será la construcción.

El C.E.B. acepta el criterio del mínimo coste generalizado, C, para determinar el coeficiente de seguridad, γ , de manera que el coste de la obra ($C_i + C_c$), más el producto de la probabilidad de fallo P por los daños correspondientes, tenga un valor mínimo. Es decir, que sea mínimo el valor de la función:

$$C = C_i + C_c + P \cdot D$$

siendo

- C_i : Precio inicial de la construcción.
- C_c : Capital necesario para la conservación de la obra.
- P: Probabilidad de puesta fuera de servicio.
- D: Valor adoptado para daños y perjuicios.

En la práctica los valores de los coeficientes parciales de seguridad se toman de unas tablas (Tablas 3-2 y 3-3), y sólo en casos muy especiales el razonamiento expuesto tiene una aplicación directa.

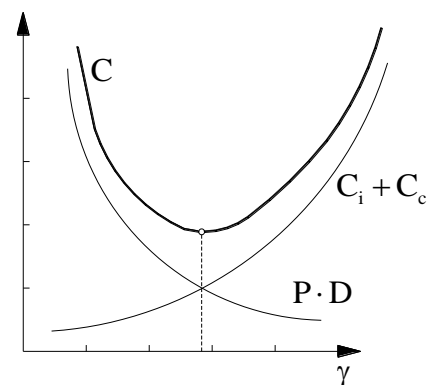


Fig. 3-4

3.5 Establecimiento de las hipótesis de carga más desfavorables

Como se ha comentado anteriormente, para determinar los efectos más desfavorables que pueden provocar las acciones sobre la estructura, para cada una de las situaciones de proyecto, es necesario establecer primeramente las distintas acciones (hipótesis simples) que pueden actuar y posteriormente combinarlas en lo que se denominan combinaciones de acciones. Una combinación de acciones consiste, por tanto, en un conjunto de acciones compatibles que se considerarán actuando simultáneamente para una comprobación determinada (estado límite).

Cada combinación estará constituida por las acciones permanentes⁶, una acción variable determinante y una o varias acciones variables concomitantes, y estarán asociadas en cada caso a los estados límites y situaciones de proyecto pertinentes.

- **Estados Límites Últimos**

Así para Estados Límites Últimos las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios

➤ **Situaciones permanentes o transitorias.**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_j + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G^*_{j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_1 + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,j} \cdot \Psi_{0,j} \cdot Q_j$$

➤ **Situaciones accidentales.**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_j + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G^*_{j} + \gamma_A \cdot A + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_1 + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,j} \cdot \Psi_{2,j} \cdot Q_j$$

En el caso particular de la **acción sísmica**:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_j + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G^*_{j} + \gamma_A \cdot A_E + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,j} \cdot \Psi_{2,j} \cdot Q_j$$

donde:

- Σ: representan la suma de todas las acciones del tipo considerado (por ejemplo en el caso de la acción permanente, G, representa la suma de todas las cargas permanentes)
- G_j: Valor característico de las acciones permanentes.
- G^{*}_j: Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
- Q₁: Valor característico de la acción variable determinante.
- Ψ₁·Q₁: Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
- Ψ_{0,j}·Q_j: Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
- Ψ_{2,j}·Q_j: Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.
- A: Valor característico de la acción accidental.
- A_E: Valor característico de la acción sísmica.

En situaciones permanentes o transitorias, cuando la acción variable determinante no se distinga, se valorarán distintas posibilidades empleando diferentes acciones variables como determinantes.

Las combinaciones anteriores pueden sustituirse para estructuras de edificación por las siguientes expresiones:

➤ **Situaciones persistentes o transitorias.**

- Situaciones con una sola acción variable:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_j + \gamma_{Q,1} \cdot Q_1$$

- Situaciones con dos o más acciones variables:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_j + \sum_{j \geq 1} 0,9 \cdot \gamma_{Q,j} \cdot Q_j$$

➤ **Situaciones sísmicas.**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_j + \gamma_A \cdot A_E + \sum_{j \geq 1} 0,8 \cdot \gamma_{Q,j} \cdot Q_j$$

En el Estado Límite Último de Fatiga se tomará exclusivamente la carga variable de fatiga con un coeficiente de ponderación igual a la unidad.

⁶ Incluidas las acciones permanentes de valor no constante.

- **Estados Límites de Servicio**

En los Estados Límite de Servicio no se consideran situaciones de proyecto accidentales (es decir, no se consideran acciones accidentales como pudiera ser el sismo). Así pues, para límite Estados Límites Últimos las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios

➤ **Situaciones permanentes o transitorias.**

- **Combinación poco probable**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_j + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G^*_j + \gamma_{Q,1} \cdot Q_1 + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,j} \cdot \Psi_{0,j} \cdot Q_j$$

- **Combinación frecuente**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_j + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G^*_j + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,j} \cdot Q_1 + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,j} \cdot \Psi_{2,j} \cdot Q_j$$

- **Combinación cuasipermanente**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_j + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G^*_j + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,j} \cdot \Psi_{2,j} \cdot Q_j$$

De nuevo las combinaciones anteriores pueden sustituirse para estructuras de edificación por las siguientes expresiones:

➤ **Situaciones permanentes o transitorias.**

- **Combinación poco probable o frecuente:**

- **Situación con una sola acción variable:**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_j + \gamma_{Q,1} \cdot Q_1$$

- **Situación con dos o más acciones variables:**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_j + \gamma_{Q,1} \cdot Q_1 + 0,9 \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,j} \cdot Q_j$$

- **Combinación cuasipermanente**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_j + 0,6 \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,j} \cdot Q_j$$