

Estructuras de hormigón armado.

1. Conceptos generales sobre los métodos de cálculo de estructuras de hormigón armado.

Todo método de cálculo de estructuras de hormigón se inserta en un proceso general de proyecto, que comprende las siguientes etapas principales:

- a) Concepción de la estructura
- b) Establecimiento de las acciones
- c) Elección de los materiales
- d) Introducción a la seguridad
- e) Cálculo de las solicitaciones
- f) Dimensionamiento de secciones y piezas
- g) Desarrollo de los detalles constructivos

La funcionalidad, durabilidad, economía y cualidades estéticas de la estructura están fuertemente condicionadas por la eficacia con que se resuelvan esas etapas. En los últimos años se han realizado avances importantes en las etapas b) a f). Sin embargo no debe olvidarse que las etapas a) y g), correspondientes a la concepción general y al desarrollo de los detalles constructivos, tienen una importancia medular sobre la calidad final de la estructura.

Anteriormente hemos estudiado el proceso de cálculo destinado a conocer los *esfuerzos* actuantes en una sección cualquiera, cuyo conjunto forma la *solicitación* actuante en esta sección. La solicitación actuante en una sección debe ser menor o igual que la capacidad resistente de dicha sección. En los diferentes capítulos se han analizado los distintos tipos y esquemas estructurales y sus campos de aplicación preferentes.

Los esfuerzos (momentos flectores, momento torsor, esfuerzo cortante, esfuerzo rasante, esfuerzo axil, etc) no tienen existencia real, sino que son artificios de cálculo, que se han mostrado extremadamente eficaces en la práctica. Sin embargo, los métodos

de ensayo en modelo reducido, o el de los modelos mediante elementos finitos, por citar dos ejemplos, permiten el cálculo directo de las deformaciones y tensiones sin el empleo del artificio de los esfuerzos ni de la sollicitación.

Como hemos dicho, es obvio que la etapa de concepción es esencial para los aspectos funcionales, constructivos y estéticos de la estructura. No es menor su importancia en los aspectos económicos y debemos señalar que, de las dos fases que más marcadamente condicionan la economía de una solución estructural, y que son la concepción general y el cálculo propiamente dicho, la primera es de primordial importancia. Si la elección del esquema estructural es desacertada, por muy refinado que luego sea el cálculo, la solución será siempre más costosa que la correspondiente a un planteamiento estructural lógico, aunque su cálculo no se haya realizado tan refinadamente.

A lo largo del desarrollo del hormigón armado, hasta su estado actual, han sido muchos y muy diversos los métodos de cálculo utilizados.

- Desde el punto de vista del establecimiento de la seguridad, los métodos pueden ser *deterministas* o *probabilistas*.
- Considerando el cálculo de los esfuerzos, los métodos pueden corresponder al cálculo *lineal*, al *no lineal*, o a los basados en la formación de rótulas plásticas.
- Al considerar el comportamiento de los materiales, y en particular su resistencia, de nuevo los métodos pueden dividirse en *deterministas* o *probabilistas*.
- Desde el punto de vista del cálculo de secciones, en especial por lo que se refieren a los esfuerzos de flexión y compresión, podemos hablar de métodos *elásticos* o de métodos *plásticos*.

2. Introducción de la seguridad.

2.1. El concepto de seguridad.

La necesidad de intercalar un cierto margen entre la situación capaz de producir la pérdida de la capacidad resistente de una estructura y la situación prevista para su utilización, es una idea intuitiva. El concepto no es nada elemental y Pugsley cita los estudios preliminares de Mosley, que se planteó ya en 1843 el problema de la seguridad de la estabilidad de un prisma (fig. 1 a), de peso N y sometido a una fuerza horizontal H , actuante en su centro de gravedad G .

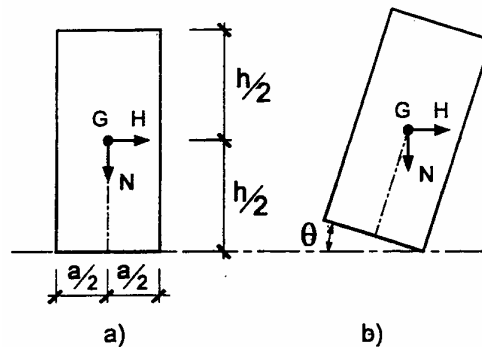


Figura 1

Las condiciones clásicas de equilibrio, llamando μ al coeficiente de rozamiento entre el prisma y el plano de apoyo, son:

$$N \cdot \mu \geq H \quad \text{Deslizamiento} \quad [1]$$

$$N \cdot \frac{a}{2} \geq H \cdot \frac{h}{2} \quad \text{Vuelco} \quad [2]$$

Estas ecuaciones de equilibrio estricto, evidentemente no nos dejan satisfechos, pues resulta fácil concebir que se ha sobrestimado el coeficiente de rozamiento o subestimado el valor de H o que simplemente suceda que H sufra un aumento imprevisto. Parece pues clara la necesidad de que [1] y [2] sean cumplidas, no estrictamente, sino con un cierto margen de seguridad.

Pero este margen resulta necesario *no sólo por los motivos expuestos*.

Consideremos, tal y como se indica en la figura 1b, que el prisma gira un ángulo bajo la acción de la fuerza H y que el no deslizamiento está garantizado.

La condición [2] se transforma en:

$$N \cdot \left(\frac{a}{2} \cdot \cos \theta - \frac{h}{2} \cdot \operatorname{sen} \theta \right) \geq H \cdot \left(\frac{a}{2} \cdot \operatorname{sen} \theta + \frac{h}{2} \cdot \cos \theta \right) \quad [3]$$

de donde, en condición de equilibrio estricto,

$$H = N \cdot \frac{a - h \cdot \operatorname{tg} \theta}{h + a \cdot \operatorname{tg} \theta} \quad [4]$$

En la figura 2 se representa [4] como variación de $\frac{H}{N}$ con θ , como curva 1, y pone de manifiesto que, *una vez iniciado el giro, el valor de H necesario para producir el vuelco decrece*. Para la mayoría de los técnicos esto representa una peligrosa particularidad de esta estructura y preferirían que, al aumentar el giro θ , el valor necesario de H para producir el vuelco creciese (curva 2) o, al menos, se mantuviese constante (línea 3).

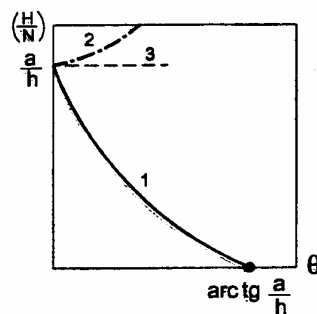


Figura 2

Como en cualquier construcción debe admitirse la posibilidad de pequeños giros θ , de nuevo es clara la necesidad de introducir un cierto margen de seguridad en la condición [2].

2.2. Determinismo y probabilismo.

La capacidad resistente de una pieza depende, en general, de muchos valores, entre los cuales deben señalarse las características de los materiales empleados, las dimensiones de la sección, la cantidad y posición de las armaduras, etc.

La sollicitación actuante en esa sección, es decir, el conjunto de esfuerzos aplicados a ella, en especial si la pieza es hiperestática, depende no solamente de todo lo dicho, sino, además, de los valores alcanzados por los pesos específicos de los materiales que componen la estructura y de los valores de las cargas permanentes, acciones de uso, viento, sismo, temperatura, posibles asientos, etc.

Todas estas magnitudes pueden ser manejadas considerándolas:

- a) *Como valores deterministas*. En este sentido se suponen como *perfectamente conocidos*.
- b) *Como valores probabilistas*. En este caso, dichas magnitudes se consideran como *variables aleatorias* y, por tanto, de imposible *conocimiento*, aunque sí susceptibles de ser *estimadas* con la *fiabilidad* que deseemos. En general, cuanto más alta sea la fiabilidad deseada, mayor será el coste económico del proceso de estimación, pero más reducido el coste de la estructura.

2.3. Métodos elásticos y métodos plásticos.

La introducción de la seguridad supone siempre una comparación entre la *solicitación actuante* en cada sección de las piezas y la *capacidad resistente* que la sección es capaz de desarrollar en forma de *respuesta*.

El cálculo de la capacidad *resistente* puede hacerse de dos formas notablemente diferentes:

- Suponiendo un comportamiento lineal del hormigón y del acero, con proporcionalidad entre tensiones y deformaciones. Normalmente, los métodos basados en esta hipótesis son designados como *Métodos Elásticos* o *Métodos Clásicos*.

- Suponiendo un comportamiento plástico o elastoplástico del hormigón y un comportamiento elastoplástico del acero. Normalmente los métodos de este tipo se denominan *Métodos en Rotura*.

Actualmente las Normas de casi todos los países se basan en el cálculo en rotura, asociado o no a bases probabilísticas.

Con ello, se han ido abandonando los métodos clásicos, en los que se basaban las normas antiguas. De hecho, los métodos clásicos aún siguen siendo convenientes para algunos problemas concretos. Por lo demás, y desde un punto de vista general, son métodos superados y con errores importantes (en general, del lado de la seguridad).

3. Método de los estados límite (Instrucción EHE)

3.1. Bases generales

El objetivo esencial del proyecto, desde el punto de vista de la seguridad, es definido muy claramente por el Model Code en el apartado 1.2 del Volumen 1.

«Las estructuras deben, con el grado de fiabilidad apropiado:

- Soportar todas las acciones y otras influencias medioambientales que, previsiblemente, puedan ocurrir durante la construcción.
- Comportarse adecuadamente durante su utilización a través del periodo de vida útil previsto, que debe ser especificado por el cliente»

En lo anterior se establecen dos puntos de primordial interés. El primero es el tratamiento probabilista de la seguridad y la introducción por tanto del concepto de «probabilidad de puesta fuera de servicio» aceptando, en definitiva, que la estructura tendrá una *fiabilidad determinada*, pero no una seguridad absoluta.

Un concepto pionero en este campo fue el introducido por E. Torroja y A. Páez, que estudiaron la determinación del valor del coeficiente de seguridad que hace mínima

la suma de los costes de la obra en sí, más el de la reconstrucción y el de la prima del seguro de daños.

Una exposición general fue realizada por J. Ferry Borges y M. Castanheta en 1971.

El segundo punto importante es el concepto de *duración de vida prevista* o *vida útil*, renunciando a la idea de que nuestra estructura se construye *para siempre*. La tabla 1, tomada de A. Pugsley, indica las vidas útiles para las que se suelen proyectar objetos muy diferentes.

Tabla 1	
Periodos de vida útil considerados en proyecto	
Automóviles	150000 km o 10 años
Aviones	30000 h de vuelo o 10 años
Barcos	40 años
Edificios de viviendas	100 años
Edificios de oficinas	50 años
Grandes fábricas	40 años
Almacenes	80 años
Puentes de carretera	100 años
Puentes de ferrocarril	80 años
Obras de puertos	200 años
Iglesias	500 años
Catedrales	1000 años

La tabla pone en evidencia, no el que no seamos capaces de proyectar esos objetos para vidas útiles más largas, sino el que no es rentable hacerlo, debido a previsibles cambios sociales, económicos y técnicos, que harán necesario o interesante su reemplazamiento y, por tanto, superfluos mayores periodos de vida útil.

Los riesgos de una puesta fuera de servicio son de muy diferentes tipos y de compleja valoración, pero pueden agruparse en:

- Riesgo de pérdidas de vidas, de heridas a personas, reacciones de la opinión pública frente a las consecuencias de una eventual puesta fuera de servicio, etc.
- Riesgos económicos, en especial:
 - Los provocados por la interrupción del servicio de la estructura.
 - Los correspondientes a su reparación, si ésta es posible.
 - Los relativos a su eventual demolición, retirada y reconstrucción.
 - No debiera nunca dejar de considerarse el problema en toda su globalidad. Los riesgos a considerar no son sólo los de la propia construcción sino los de otras próximas y los del entorno que pueda resultar afectado.

3.2. Definición de los estados límite

Se considera que una estructura o una parte de ella se ha vuelto impropia para el cumplimiento de la función para la que fue proyectada, cuando alcanza un estado, que llamaremos estado *límite*, en el cual se viola alguno de los criterios que rigen su comportamiento.

De acuerdo con lo anterior, los estados límites pueden clasificarse en dos grandes grupos:

- *Estados límite últimos*. Son los correspondientes a la capacidad de la estructura para resistir las cargas previstas.
- *Estados límite de utilización*. Son los correspondientes a la utilización normal de la estructura y a su durabilidad.

3.3. Estados límites últimos

Puede alcanzarse un estado límite último, en los casos siguientes:

1. Pérdida del equilibrio estático de una parte o el conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
2. Transformación de la estructura en un mecanismo.

3. Estados límite últimos de resistencia o de deformación excesiva del material en una sección:
 - Bajo solicitaciones normales. Se entiende por solicitaciones normales las que producen tensiones paralelas a la directriz de la pieza, tales como el momento flector y el esfuerzo axil.
 - Bajo solicitaciones tangentes:
 - Anclaje
 - Esfuerzo cortante
 - Esfuerzo rasante
 - Punzonamiento
 - Torsión
4. Estados límites últimos motivados por inestabilidad
5. Estados límites últimos motivados por fatiga

3.4. Estados límite de utilización

1. *Fisuración*. Bien sea producida por el alargamiento de las armaduras, bien por excesivas compresiones en el hormigón.
2. *Deformación*. Su limitación puede venir impuesta por condiciones intrínsecas de la propia estructura o por la necesidad de que sus movimientos resulten compatibles con otras partes no estructurales del edificio (fachadas, tabiquerías, solados, etc) o con elementos contenidos en el edificio.
3. *Vibración*. La acción de la maquinaria, del viento, de vehículos o personas puede crear vibraciones desagradables para los seres humanos o perturbadoras para la funcionalidad del edificio.

4. Aplicación del método de los estados límite

La aplicación práctica del Método de los Estados Límite se hace evaluando por un lado la sollicitación en la sección considerada de la pieza S_d , calculada a partir de las acciones actuantes sobre la estructura multiplicadas por coeficientes de seguridad o *coeficientes de ponderación de acciones*, γ_f , cuyos diferentes valores se detallan más adelante. Por otro lado, se evalúa la capacidad resistente de esa sección de la estructura, R_d , calculada en función de la geometría de la sección y de las *resistencias de cálculo de los materiales*.

Se define como resistencia de cálculo del hormigón a compresión el valor:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad [5]$$

donde f_{ck} es la resistencia característica, y γ_c el *coeficiente de minoración* del hormigón, cuyos valores se indican más adelante.

Como diagrama de cálculo del hormigón se adopta el de la figura 3, obtenido a partir del característico, mediante una afinidad paralela al eje σ_c , de valor $\frac{0.85}{\gamma_c}$.

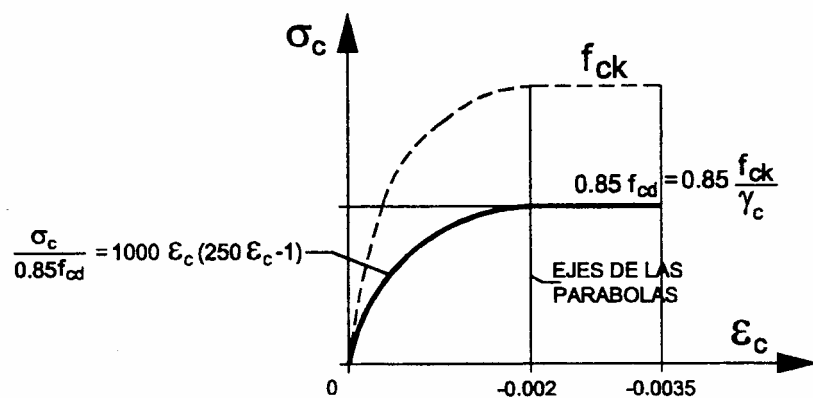


Figura 3

Se define como resistencia de cálculo del acero el valor

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad [6]$$

donde f_{yk} es el límite elástico característico, y γ_s el *coeficiente de minoración* del acero, cuyos valores se indican más adelante.

Como diagrama de cálculo del acero se adoptan los indicados en la figura 4, obtenidos mediante una afinidad paralela a la recta de Hooke de valor $\frac{1}{\gamma_s}$ aplicada al diagrama característico de las figuras 4 y 5, respectivamente.

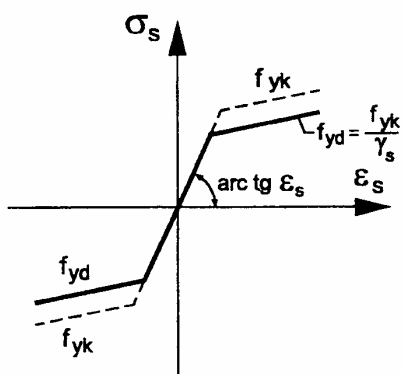


Figura 4

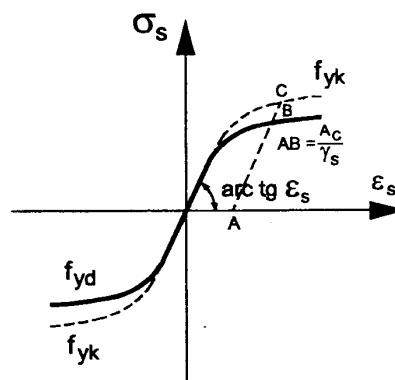


Figura 5

La introducción de la seguridad se realiza *ponderando* las acciones, o sea multiplicándolas por los coeficientes de seguridad γ_f y minorando las resistencias.

La verificación de la seguridad se basa en la comprobación

$$S_d \leq R_d \quad [7]$$

y la condición crítica de agotamiento se presenta cuando

$$S_d = R_d \quad [8]$$

es decir, cuando al alcanzar simultáneamente sus valores de cálculo, tanto las acciones como las resistencias de los materiales, se alcanza un estado límite.

Los valores de los coeficientes de seguridad γ_c , γ_s , γ_f , tal como se establecen en la Instrucción EHE, se indican a continuación.

Valor de γ_c . Se adopta $\gamma_c=1.5$ en todos los casos, excepto en el de acciones accidentales, para las que se adopta $\gamma_c=1.30$.

Valor de γ_s . Se adopta $\gamma_s=1.15$ en todos los casos, excepto en el de acciones accidentales, para las que se adopta $\gamma_s=1.0$.

En relación con los coeficientes γ deben resaltarse los puntos siguientes:

- En primer lugar, la Instrucción EHE introduce un concepto de esencial importancia, como es el de relacionar los coeficientes de seguridad con los niveles de control.

La razón es obvia, pues el no hacerlo así, es decir, el adoptar los mismos coeficientes de seguridad en todas las obras, con independencia del nivel de control de calidad que en ellas se realice, conduciría, en la práctica, a tener niveles de seguridad considerablemente diferentes en obras de características similares y de riesgos análogos.

Debe señalarse, sin embargo, que la Instrucción sólo contempla los niveles de control de calidad de los materiales y la ejecución. Existe otro punto de gran importancia en cuanto al nivel de seguridad alcanzable y es el del control del proyecto. Las estadísticas de siniestros demuestran que, en todos los países investigados, la causa más frecuente es la de errores cometidos en la fase de proyecto.

Como se verá, la Instrucción EHE adopta valores diferentes de γ_f , según los casos. El Model Code CEB-FIP-90 y el Eurocódigo EC-2 adoptan $\gamma_f=1.35$ para cargas permanentes y $\gamma_f=1.50$, en general, para sobrecargas. Estos valores son los mínimos admitidos por EHE y para ello se exige control de ejecución intenso, porque tanto el Eurocódigo como el Model Code parten de que la estructura es siempre calculada y construida por personas muy expertas y construida bajo un control intenso. La diferenciación del valor de γ_f para cargas permanentes y sobrecargas tiene una raíz lógica e intuitiva.

Los valores de los coeficientes parciales de seguridad (γ_f) para las acciones se recogen en la tabla 2.

Tabla 2 Valores de γ_f				
Tipo de acción	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.00$
Pretensado	$\gamma_P = 1.00$	$\gamma_P = 1.00$	$\gamma_P = 1.00$	$\gamma_P = 1.00$
Perman., valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1.00$	$\gamma_{G^*} = 1.50$	$\gamma_{G^*} = 1.00$	$\gamma_{G^*} = 1.00$
Variable	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.50$	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 0.00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1.00$	$\gamma_A = 1.00$

- Para acciones permanentes, su efecto se determinará aplicando el mismo coeficiente γ_f a todas las acciones del mismo origen.
- Cuando el tipo estructural, o la situación estructural, hagan que la estructura sea muy sensible a las variaciones de las acciones permanentes de unas zonas a otras de la estructura, las partes favorables y desfavorables no se regirán por el párrafo anterior sino que se considerarán como acciones independientes. En particular esto se aplica al Estado Límite de Equilibrio, en el que la parte favorable de la carga permanente se aplicará $\gamma_G=0.9$ y a la desfavorable $\gamma_G=1.1$, en situaciones de servicio y $\gamma_G=0.95$ y $\gamma_G=1.05$, en situaciones de construcción.
- Los valores de la tabla 3 se modificarán según los niveles de control de ejecución, adoptados en el proyecto, intenso, normal o reducido, tal como se definen en el Artículo 95 de la Instrucción EHE.
- Para los Estados Límite de Servicio se aplicarán los valores de γ_f indicados en la tabla 4.

Tabla 3 Valores de los coeficientes de mayoración de acciones en función del nivel de control de ejecución			
Tipo de acción	Nivel de control de ejecución		
	Intenso	Normal	Reducido
Permanente	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_G = 1.50$	$\gamma_G = 1.60$
Pretensado	$\gamma_P = 1.00$	$\gamma_P = 1.00$	$\gamma_P = 1.00$
Permanente, valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1.50$	$\gamma_{G^*} = 1.60$	$\gamma_{G^*} = 1.80$
Variable	$\gamma_Q = 1.50$	$\gamma_Q = 1.60$	$\gamma_Q = 1.80$
Accidental	—	—	—

Tabla 4 Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los estados límites de servicio.		
Tipo de acción	Efecto	
	Favorable	Desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.00$
Pretensado:		
— Armadura pretesa	$\gamma_P = 0.95$	$\gamma_P = 1.05$
— Armadura postesa	$\gamma_P = 0.90$	$\gamma_P = 1.10$
Permanente, de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1.00$	$\gamma_{G^*} = 1.00$
Variable	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.00$