

## HORMIGÓN ARMADO: NOTAS SOBRE SU EVOLUCIÓN Y LA DE SU TEORÍA

Ings. Edgardo Luis Lima

Victorio Hernández Balat

Juan Francisco Bissio<sup>1</sup>

### OBJETO

Dentro un Seminario sobre Fundamentos de la Resistencia de Materiales una charla sobre Teoría del Hormigón Armado puede admitir diferentes enfoques. Decidimos abordar - en forma bastante restringida - la evolución en el tiempo del material y de algo que se inició como una aplicación específica de la Resistencia de Materiales Clásica y con el tiempo llegó a conformar un cuerpo de conocimientos que integra lo que podríamos denominar “Mecánica del Hormigón Armado”. Nos estamos refiriendo a la Teoría del Hormigón Armado.

Podríamos pensar a la Teoría del Hormigón Armado como una resistencia de materiales particular y ella, sumada a los métodos de análisis de estructuras de hormigón armado (no ya el análisis de secciones y/o de elementos) bajo acciones estáticas y dinámicas, constituirían una Mecánica del Hormigón Armado. Estos comentarios podrían introducirnos en una discusión semántica que está más allá del alcance de estas notas por lo que no profundizaremos más sobre el asunto y entraremos de lleno en los temas que nos hemos propuesto tocar en este trabajo, es decir, aquellos que hacen a la evolución del material hormigón armado y de las teorías que han vendido intentando interpretar y predecir su comportamiento. Finalmente, haremos algunos comentarios referentes a los caminos actualmente en exploración y desarrollo y los enfoques relacionados con la enseñanza universitaria de estos temas.

Dado que formará parte de un seminario específico hemos obviado la mención de los temas asociados con el pandeo de piezas de hormigón estructural. Tampoco se pretende que estén representados todos los capítulos de la Teoría del Hormigón Armado.

Con igual criterio hemos omitido cualquier referencia a la utilización de métodos numéricos dado que el tema será abordado en una futura charla dentro de este mismo Seminario.

### 1.- LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO ANTES DE LA INVENCION DEL HORMIGÓN ARMADO

Si bien suele considerarse a Joseph Monier (1823-1906) como “el inventor” del hormigón armado a partir de su patente de 1867, la realidad es que varias personas en diferentes lugares ya venían construyendo estructuras de hormigón armado desde aproximadamente 1850, incluyéndolo al propio Monier.

El siglo XIX en Europa fue el siglo de las patentes. Todo se patentaba. Esto dio lugar a que apareciera un gran número de patentes de “sistemas” para la construcción de obras de hormigón armado que en general llevaban el nombre de su “inventor”. Estos sistemas presentaban a veces diferencias importantes entre sí y en muchas oportunidades sólo incorporaban cambios sutiles al único efecto de poder obtener una patente propia situación similar a la que se produjo con el hormigón pretensado casi un siglo después. La existencia de estos sistemas complicó mucho la difusión del

---

<sup>1</sup> Integrantes de las Cátedras de Hormigón Armado I y II del Departamento de Construcciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de La Plata

hormigón armado como material dado que los resultados de los ensayos realizados por cada poseedor de patente eran mantenidos como secretos de estado.

Mencionaremos, a título de ejemplo dos aplicaciones del hormigón armado anteriores a las patentes de Monier, una en Francia y otra en Inglaterra.

### 1.1.- Joseph Louis Lambot (1814-1887)

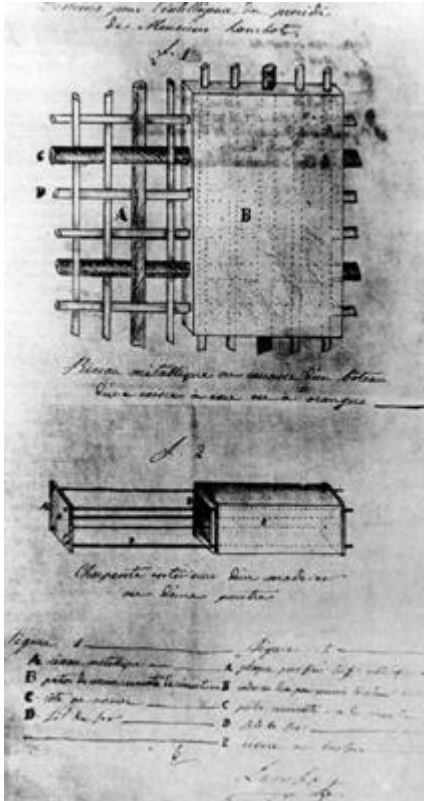


Figura 1.1.2



Figura 1.1.1

Se presume que Lambot comenzó sus experiencias con hormigón armado con mobiliario para jardín en 1845 pero su “obra” más difundida fue un bote (Fig. 1.1.1) que fabricó en 1848 a partir de una malla de alambre reforzada con algunas barras más gruesas para ser utilizado en un lago existente en su propiedad de Miraval, Francia. El bote tenía 4 metros de largo, 1.30 metros de ancho y un espesor de sólo cuatro centímetros. Lambot mostró su bote en la Exposición Mundial de Paris de 1855 donde causó admiración y solicitó una patente sobre el mismo (Figura 1.1.2). Sus ideas y experimentos no tuvieron gran suceso pero parecen haber sido bien conocidos por posteriores “inventores” del hormigón armado.

### 1.2.- William Boutland Wilkinson (1819-1902)

En 1854 Wilkinson patentó en Inglaterra un sistema de losas casetonadas. Como se aprecia en la Figura 1.2.1, el sistema consistía en una serie de casetones de yeso que hacían las veces de encofrados perdidos (Wilkinson era fabricante de yeso) en los que se vertía hormigón de modo de conformar una serie de nervios y una losa superior. Las armaduras de los nervios y de las vigas de sostenimiento seguían razonablemente las trayectorias de las tracciones. La losa tenía una malla inferior constituida por barras.

Como ocurrió en su origen con buena parte de las estructuras de hormigón, Wilkinson patentó estos entrepisos para su uso como construcciones a prueba de fuego pero, al igual que Lambot, tampoco incursionó en otro tipo de elementos de hormigón armado y nunca llegó a constituir un sistema integral de construcción.

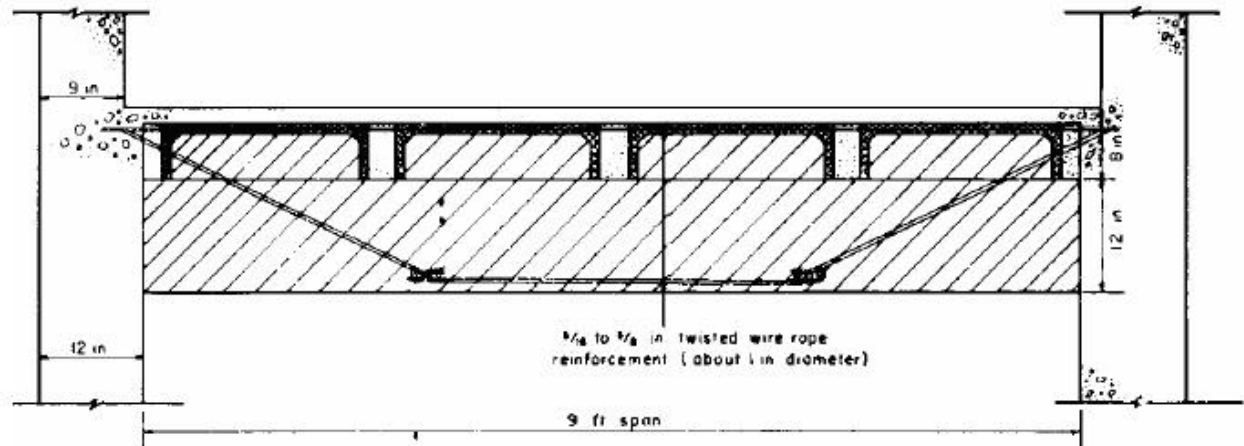
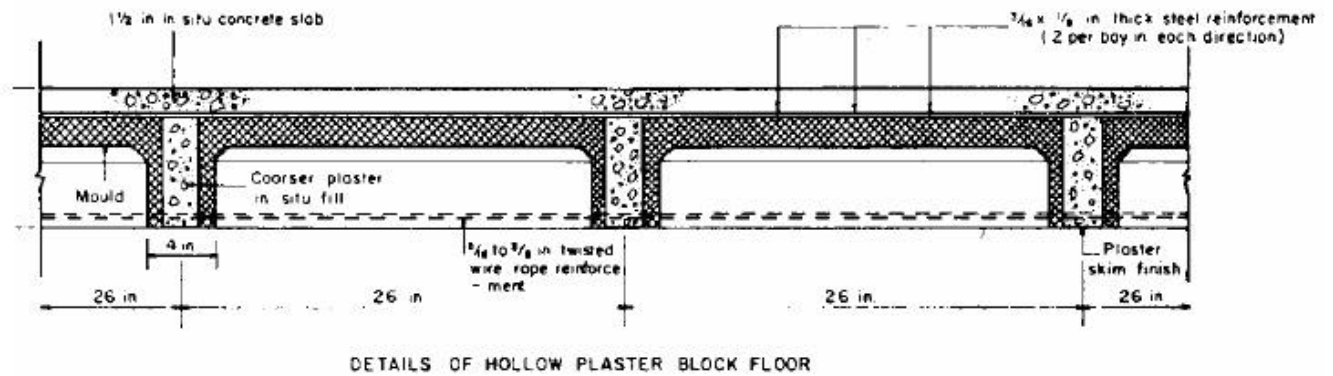


Figura 1.2.1

## 2.- JOSEPH MONIER. INVENTOR O PATENTADOR ?

Según parece, Joseph Monier (1823-1906) , fabricante de macetas, comienza a experimentar con macetas de cemento armadas con una malla de alambre alrededor de 1849 pero no es hasta 1867 que obtiene una patente orientada a la construcción de macetas. En ese mismo año muestra su “invento” en la Exposición de París.

La secuencia de patentes de hormigón armado de Monier fue la siguiente:

- 1867 Usos en horticultura (macetas)
- 1868 Tubos y tanques
- 1869 Paneles prefabricados para fachadas
- 1873 Puentes carreteros y peatonales
- 1878 Vigas

En 1873 construyó tanques de agua sobre columnas que partieron de 25 m<sup>3</sup> y llegaron a tener 200 m<sup>3</sup> de capacidad. Sus patentes llegaron a cubrir una serie de elementos estructurales que pasaron a conformar un “sistema” de construcción.

En 1875 construye su primer puente de “cemento armado” en el castillo de Chazlet con 13.80 metros de luz y 4.25 metros de ancho.

Monier, al contar con un sistema patentado, no solamente se consolidó como constructor sino que expandió enormemente sus negocios comercializando su patente en diferentes países. Desde el punto de vista del desarrollo de la Teoría del Hormigón Armado no existe constancia escrita de aportes

realizados por la firma Monier en estas primeras épocas. Cada elemento estructural fundaba su diseño en resultados experimentales realizados sobre prototipos.

A título de ejemplo sobre la falta de claridad conceptual respecto a las posibilidades del material hormigón armado podemos comentar que los puentes en arco Monier se calculaban con los criterios utilizados para obras de mampostería sin armar.

### 3.- FRANÇOIS HENNEBIQUE. EL VALOR DE LA PROPAGANDA



Figura 3.1

François Hennebique (1843-1921) comenzó trabajando como albañil y, a partir de un hecho casi fortuito, pasó a ser el constructor de obras de hormigón armado más grande de su época. Su empresa comenzó al revestir con hormigón perfiles metálicos de modo de hacerlos resistentes al fuego (1879). De allí en adelante comenzó una serie de invenciones y patentes que hicieron que, de construir 6 proyectos en 1892, pasara a 1229 en 1900. Para 1902 había completado un total de 7026 estructuras incluyendo puentes, fábricas, tanques de agua, edificios públicos, etc. En 1909 su organización contaba con 62 oficinas, 43 en Europa, 12 en Estados Unidos y el resto en África y Asia.

Como ejemplo diremos que en los primeros años del siglo XX el sistema Hennebique (a través de su agente Louis Mouchel) tuvo prácticamente el monopolio de construcción de obras de hormigón en Inglaterra donde tenía 6 oficinas y 12 licencias de construcción.

Hennebique basó cada una de sus patentes en resultados experimentales. Es un caso típico de un sistema. No se conocen aportes teóricos sobre el material hormigón armado. La revista que editaba (*Le Béton Armé*) estaba dirigida a la promoción de sus productos y no a la difusión de hormigón como material de construcción.

Hennebique desarrolló una eficaz estrategia comercial a través de propaganda (Figura 3.1) y de la apertura de concesionarios en toda Europa que contaban con la garantía de la casa matriz que permaneció en París y llevó el tema del patentamiento de “ideas” a su máxima expresión. En la Figura 3.2 se ve su patente sobre vigas continuas de hormigón armado.

Volviendo a la propaganda de Figura 3.1, en ella se lee: “Haga todas sus construcciones económicas, incombustibles y de duración ilimitada sin mantenimiento en hormigón armado Hennebique”. Nuevamente puede verse el papel que el temor a los incendios tuvo sobre el desarrollo de las estructuras de hormigón armado.

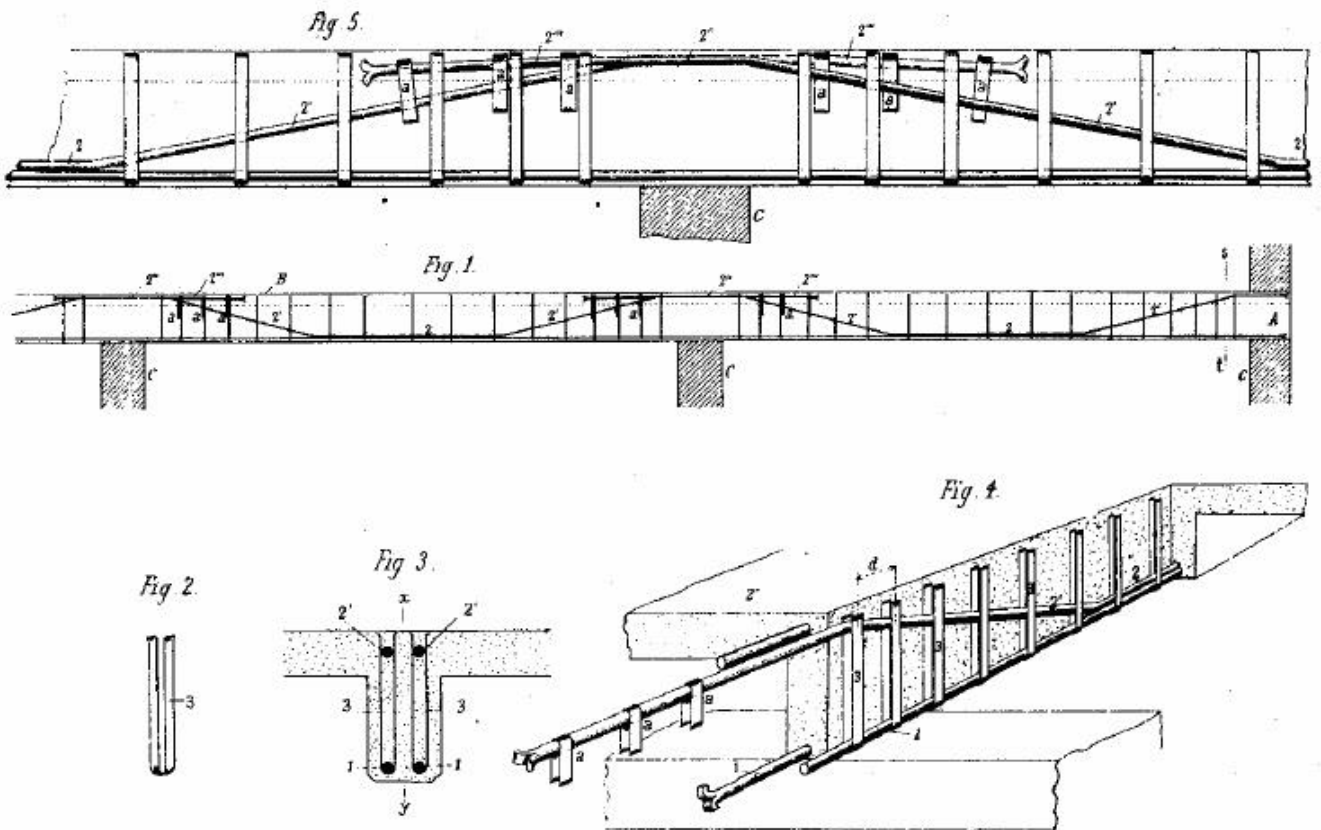


Figura 3.2

Como puede apreciarse, el esquema muestra una viga continua cuyo trazado de armaduras se aproxima a los que se utilizan en la actualidad.

Hennebique supo aprovechar dos grandes virtudes del hormigón armado: su resistencia al fuego y su “duración ilimitada sin mantenimiento”.

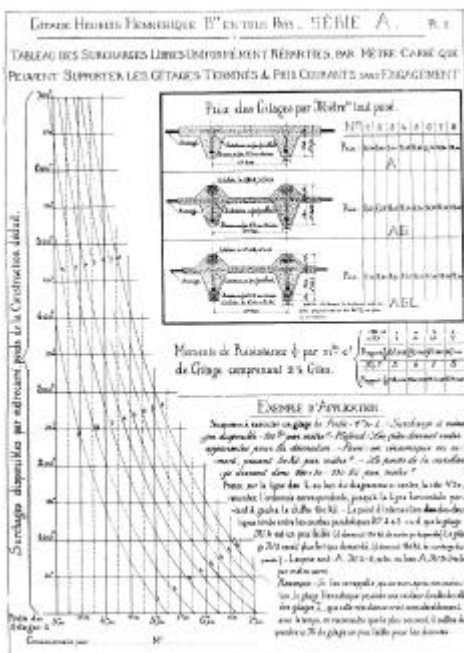


Figura 3.3

Aunque la firma Hennebique no hizo aportes importantes a la Teoría del Hormigón Armado, su difusión fue tal que llamó la atención de investigadores prestigiosos que comenzaron a estudiar el sistema. Este es el caso de Wilhem Ritter quien desarrolló las primeras ideas sobre lo que hoy conocemos como “Reticulado de Ritter-Mörsch” en un artículo de 1899 titulado “Die Bauweise Hennebique” (El Método de Construcción Hennebique).

Hennebique tenía estudiados a través de ensayos una serie de elementos típicos a partir de cuya combinación obtenía las estructuras completas. El ábaco de Figura 3.3 nos muestra un ejemplo de lo que estamos comentando. Este ábaco permite obtener el precio por metro cuadrado de una estructura de viguetas con sólo conocer la luz y la sobrecarga. Se ofrecen tres tipos de viguetas: una de pequeña altura, otra de mayor altura con elementos de madera para clavar y otra para clavar el piso y el cielorraso.

Lo anterior no quiere decir que no se hicieran cálculos. Existen evidencias de que los elementos comprimidos se calculaban a partir de tensiones admisibles tal como era práctica común en las estructuras de acero.

#### 4.- WAYSS UND FREYTAG versus HENNEBIQUE. EL MÉTODO CLÁSICO

En el año 1884 Conrad Freytag (1846-1921) adquirió la patente Monier para la realización de obras de hormigón armado en el sur de Alemania. En el año 1885 G.A. Wayss (1851-1917) recibe gratuitamente de Freytag los derechos de la patente Monier para ser utilizada en el norte de Alemania. Posteriormente la firma Wayss und Freytag sería la mayor promotora de las construcciones de hormigón armado hasta la Primera Guerra Mundial. Por otra parte, uno de los ingenieros de esta firma, Emmil Mörsch<sup>2</sup> (1872-1950), realizó numerosos ensayos y sentó las bases de lo que hoy conocemos como el Método Elástico o Método Clásico. Asimismo, como veremos más adelante, realizó un aporte importante en la comprensión de las resistencias al corte y a torsión. El mismo Wayss escribió en 1887 en colaboración con Matthias Koenen el primer libro alemán sobre los principios de las construcciones de hormigón armado titulado “Das System Monier”.

Wayss und Freytag fue competidor comercial de Hennebique. Mientras los primeros basaban sus proyectos en cálculos, Hennebique se basaba en su fama y experiencia. La obsesión de los alemanes por los cálculos resultó una espada de doble filo: por un lado hizo avanzar a la ciencia (en particular a la Teoría de la Elasticidad y a la Teoría del Hormigón Armado) y por el otro alejó a los proyectistas de aquellas estructuras que no podían calcular rigurosamente por lo que la evolución de las formas estructurales no tuvo el avance que veremos sí se produjo en otros países. Un aporte significativo lo constituyeron las cáscaras de hormigón armado, por supuesto, las cáscaras que la teoría de la elasticidad permitía calcular con un esfuerzo razonable.

Nos encontramos ya en las primeras décadas del siglo XX.

La empresa de Hennebique impulsó a su modo el avance de la ingeniería haciendo proyectos cada vez más osados y confirmando su validez mediante pruebas de carga.

Wayss und Freytag siguió siendo una importante empresa constructora hasta su subdivisión en cuatro empresas en el año 2000 mientras que la firma Hennebique hace muchos años que desapareció (cerró en los años '60 habiendo ejecutado unos 150.000 proyectos desde su creación). En el momento en que se vió que el hormigón pasaba de ser una serie de sistemas patentados a ser un material “calculable” Hennebique se retiró de la construcción para dedicarse a la consultoría. Si bien él no era

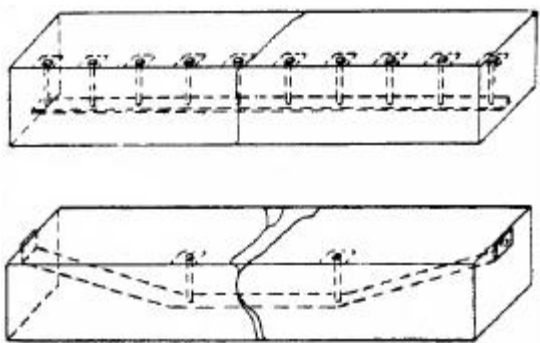


Figura 5.1

ingeniero había sabido desarrollar un poderoso equipo de profesionales que le permitió vender proyectos en todo el mundo. Veremos que en Francia durante el año 1906 ocurrió algo que dividió los roles entre proyectistas y constructores roles que hasta ese momento se encontraban superpuestos.

#### 5.- THADDEUS HYATT

En 1877 Thaddeus Hyatt (1816-1901) , un abogado norteamericano que por razones políticas

<sup>2</sup> Mörsch fue además de un teórico del hormigón armado un famoso proyectista de estructuras. Sus arcos triarticulados sirvieron de modelo durante décadas para muchos otros proyectistas. En sus arcos se insinúa una geometría que luego sería desarrollada por Maillart: el arco aumenta su altura entre articulaciones.

termina desarrollando actividades de constructor en Inglaterra, publica lo que podría considerarse el primer estudio del “material” hormigón armado más allá de cualquier patente específica. El trabajo se llamó “An Account of Some Experiments with Portland Cement Concrete Combined with Iron as a Building Material” (Un resumen de algunos experimentos con hormigón de cemento Portland combinado con hierro como material de construcción). Un ejemplo de una de las vigas ensayadas por Hyatt puede verse en la Figura 5.1

Las conclusiones que Hyatt expone en su trabajo son las siguientes:

- 1) El hierro no tiene buena resistencia al fuego.
- 2) El hormigón debe considerarse un material de construcción resistente a los incendios.
- 3) Si el recubrimiento es suficiente, el hormigón protege al hierro durante un incendio.
- 4) La adherencia entre el hierro y el hormigón es suficiente como para que la armadura inferior trabaje en conjunto con el hormigón comprimido de la parte superior.
- 5) Pueden utilizarse tanto planchuelas como barras y este tipo de armaduras es más económico que el uso de perfiles embebidos.
- 6) A los fines prácticos el hierro y el hormigón tienen el mismo coeficiente de dilatación térmica por lo que el material funciona bien frente a la acción del fuego y del congelamiento.
- 7) La relación entre módulos de elasticidad puede adoptarse igual a 20.

Sus escritos indican que Hyatt comprendió cabalmente el papel de la adherencia en el funcionamiento del material hormigón armado.

A pesar de los grandes avances que realizó (algunos dicen que desarrolló incluso un método para el cálculo de tensiones en Estado II), no encontró patrocinadores para sus ensayos y las restricciones al intercambio de información que ponían en práctica los poseedores de patentes hicieron que los estudios de Hyatt no avanzaran mucho más.

Como constructor patentó en 1878 un sistema de losas premoldeadas.

## **6.- EL CAMBIO DEL SIGLO XIX AL XX. QUÉ SE ENSEÑABA ?**

Según dicen los franceses, el primer curso de Construcciones de Hormigón Armado fue dictado en Francia, más precisamente en París en L'École Nationale des Ponts et Chaussées, en 1897. El curso estuvo a cargo de Charles Rabut (1852-1925).

Según apuntes de alumnos que todavía se conservan, Rabut inicia su curso haciendo una referencia histórica a antecedentes remotos del hormigón armado, a materiales con baja resistencia a la tracción a los que se le han agregado elementos que mejoran su comportamiento. Pone como ejemplo a la arcilla mezclada con paja y a la mampostería armada con elementos metálicos. Hace referencia a que el hormigón armado fue producto de la experimentación y que con el tiempo fueron apareciendo intentos de describir científicamente su comportamiento. Comenta el caso de Hennebique que, movido inicialmente por el deseo de mejorar el comportamiento de perfiles metálicos frente al fuego realizó una cantidad de obras para, recién de un tiempo percibir que el material compuesto tenía un comportamiento económicamente explotable con fines más generales.

El curso carecía casi completamente de fórmulas basadas en análisis teóricos y se basaba en la explicación de obras existentes dando muchas medidas y características de las mismas y algunas expresiones empíricas.

Como es previsible, Rabut organizó su curso en base al análisis de los sistemas más difundidos en su tiempo. Además de los sistemas de Monier y Hennebique abordaba otros tales como:

- Sistema Bonna: se trata de un sistema patentado para la construcción de tubos de hormigón armado capaces de resistir presión interna. En particular, una de las patentes contemplaba el uso de tubos con chapas internas metálicas soldadas con plomo.
- Sistema Golding: el sistema contemplaba el uso de metal desplegado como armadura. Las planchas de acero dulce eran ranuradas mecánicamente y luego estiradas para lograr la malla que luego era enrollada y llevada a obra.
- Sistema Mahai: el sistema se basa en vigas armadas mediante reticulados metálicos.
- Sistema Cottancin, Sistema Harel de la Noë (utilización de rieles ferroviarios usados), etc.

Rabut analiza la conveniencia del uso de uno u otro sistema de acuerdo al país en el que se trabaje según el costo local de la mano de obra, materiales, etc. Hace referencia incluso a aspectos legales.

Con los años el curso incorpora reglas prácticas para el dimensionamiento de estructuras y la Circular de 1906 de la que hablaremos luego y de cuya redacción participó el propio Rabut. Esta circular marca en Francia el comienzo de la aplicación sistemática de enfoques científicos para el cálculo del hormigón armado. El reconocimiento formal de la existencia de una Resistencia de Materiales particular: la Teoría del Hormigón Armado. Esta teoría registra antecedentes. Ya en 1887 Matthias Koenen había presentado algunas fórmulas empíricas para el cálculo de elementos pertenecientes al sistema Monier. Sus trabajos fueron luego retomados por Mörsch en 1900 quien en años siguientes desarrolló, tal como ya se ha comentado, la teoría del hormigón armado (Método Clásico) sobre una base más científica.

## **7.- LOS REGLAMENTOS NACIONALES. EL FIN DE LOS SISTEMAS Y EL COMIENZO OFICIAL DE LA TEORÍA DEL HORMIGÓN ARMADO**

### **7.1.- Francia: La Circular Ministerial de 1906**

La Exposición Mundial de 1900 fue a la vez un gran campo de construcciones temporarias (algunas como el Petit Palais quedaron como definitivas), una fuente de conocimientos dados por la demolición de esas estructuras, una muestra de impotencia de los organismos oficiales para poder controlar la calidad de las construcciones por carecer de reglamentaciones específicas y la casi imposibilidad de comparar las cualidades resistentes de obras realizadas según diferentes patentes.

En 1900, el Ministerio de Obras Públicas crea “la Commission du Ciment Armé” con el objeto de realizar todas las investigaciones necesarias como para arribar a una norma de aplicación para el material hormigón armado.

La Comisión intenta basarse sobre el modelo del reglamento de estructuras metálicas de 1891 pero luego se ve que los materiales tienen diferencias demasiado grandes como para intentar asimilarlos.

Desde un principio se ve la clara intención de que los diferentes intereses estén representados en la Comisión pues en ella están presentes representantes de los fabricantes de cemento, de las empresas constructoras Hennebique y Coignet y técnicos especialistas. Dos curiosidades: se nombran también dos arquitectos y representantes del Ministerio de Guerra quienes, según se dice, prácticamente no pudieron hacer ningún aporte sobre su experiencia en blindajes dado que para cada comentario que querían hacer debían pedir permiso para no vulnerar secretos militares.

El trabajo de la Comisión se dividió en dos fases bien diferenciadas. Hasta 1905 se desarrollaron una cantidad importante de ensayos destinados a la caracterización de los materiales, aspectos tecnológicos de fabricación y comportamiento de elementos de hormigón simple y armado. En esta primera fase llamó la atención la dispersión de resultados a pesar del cuidado puesto en la calidad de los ensayos. De allí en adelante siguió una fase de interpretación.

En la comisión participaron entre otros tres destacados ingenieros: Agustín Mesnager, Charles Rabut y Armand Considère. Entre estos dos últimos hubo muchos roces y, según parece, la norma salió bastante orientada a favor del sistema Considère.

Finalmente la instrucción ministerial contó con 25 artículos cortos sobre preparación de los proyectos, cálculos de resistencia, ejecución de los trabajos y pruebas sobre las obras ejecutadas. En ella se fijaron tensiones de trabajo que fueron duramente criticadas por los constructores al considerarlas exageradamente conservadoras.

El espíritu de la comisión parece poder resumirse en una recomendación de Rabut y Mesnager: “evitar todo lo que tienda a restringir la libertad científica de los ingenieros”

Existe una única restricción rígida: no se permite sustituir los métodos científicos por procedimientos empíricos. Por lo demás, las fórmulas y los métodos de cálculo son indicativos.

A partir de esta Circular se dividen por primera vez los roles de proyectistas y constructores.

## **7.2.- Alemania**

En 1902 Fritz von Emperger (1862-1942) funda la primera revista técnica dedicada exclusivamente a las estructuras de hormigón armado y en 1907 comienza la publicación regular de su obra en varios volúmenes “Handbuch für Eisenbetonbau” (Manual para la Construcción en Hormigón Armado) que fue la recopilación de obras de hormigón más grande que se había hecho hasta ese momento.

En 1904, la Asociación Alemana de Arquitectos e Ingenieros conjuntamente con la Asociación Alemana del Hormigón (Beton-Verein) que había sido creada en 1898 emiten un proyecto preliminar de normalización para el dimensionamiento, ejecución y ensayo de estructuras de hormigón armado. Este proyecto se utilizó como base de la reglamentación que posteriormente fue promulgada por el gobierno de Prusia.

En 1932 aparece la primera norma DIN 1045 bajo la dirección principalmente de E. Mörsch. Recién en la versión de 1972 se incorpora el Método de Rotura con coeficientes de mayoración de solicitaciones solamente.

En 1953 aparece la primera norma DIN 4227 de hormigón pretensado bajo la dirección principalmente de Herbert Rüschi (1904-1979).

## **7.3.- Inglaterra**

El hormigón armado irrumpe en Inglaterra cuando Mouchel abre una oficina en Londres, en 1897, para explotar las patentes de Hennebique. En 1904 se abre, también en Londres, una oficina de

Coignet. A partir del uso de estas patentes el hormigón se transformó en algo parecido a un medicamento patentado sobre el que los ingenieros locales no podían emitir opiniones calificadas.

Para esa época, los representantes de los sistemas patentados intentan formar una asociación. Algunos profesionales ven a ese intento de asociación como un intento para limitar el desarrollo de métodos racionales de diseño que les permitieran independizarse de las patentes por lo que deciden fundar lo que sería la “The Concrete Institute” (1908).

En el año 1907 se publica el primer informe del Joint Committee, una junta creada en 1906 con, miembros del Concrete Institute, que reunía al Reinforced Concrete Committee, al British Fire Prevention Committee y a empresas actuantes en el área del hormigón armado. Durante los siguientes cuatro años se introdujeron revisiones a este primer código. Su contenido era similar al de la circular francesa de 1906.

Si bien las pruebas de carga habían permitido ganar confianza sobre la resistencia de las estructuras de hormigón armado, persistían dudas sobre su durabilidad, sobre la efectividad de la protección que el hormigón pudiere ejercer sobre las armaduras.

Una comisión especial fue despachada a Francia en 1910 para recoger información. Los técnicos descubrieron armaduras en estructuras de hormigón con varias décadas de construidas comprobando que se encontraban en perfecto estado.

El Código de la ciudad de Londres de 1915 difiere muy poco del reglamento de 1907. De allí en adelante se han ido sucediendo reglamentos hasta llegar a las actuales British Standard.

#### **7.4.- Estados Unidos**

Las primeras normas norteamericanas datan de 1917 y fueron desarrolladas por una junta que incluía representantes de la “American Society for Testing and Materials”(ASTM), de los ingenieros civiles, de los ingenieros ferroviarios y de los fabricantes de cemento. La junta analizó los resultados e interpretaciones de los ensayos realizados hasta el momento determinando que los mismos eran insuficientes como para redactar una norma. A partir de allí se desarrolló un programa de investigaciones para lo que se repartieron fondos entre 11 universidades. Los ensayos comenzaron en 1903 y se desarrollaron a lo largo de siete años. Este período fue seguido por otro de cinco años en los que se realizaron ensayos sobre edificaciones. Finalmente, en 1917 se publicaron las normas las que, a pesar de todos estos esfuerzos, fueron duramente criticadas.

La consolidación del sistema de normas de hormigón se realiza en 1947 con la aparición del primer reglamento del American Concrete Institute, el ACI-318. Esta norma ha sufrido sucesivas actualizaciones, la última en el año 2002. Aún si ser un organismo oficial, el ACI ha redactado los reglamentos de aceptación más generalizada dentro y fuera de los Estados Unidos.

#### **8.- ROBERT MAILLART. CÁLCULOS O PRUEBAS DE CARGA ?**

Suiza es un país del que han surgido importantes aportes en el campo de las estructuras de hormigón armado e inclusive del estudio del hormigón armado como material. Sin embargo, todavía en 1921 el Profesor Ros, Director del Laboratorio Federal de Ensayos de Materiales de Suiza escribía: “El hormigón armado es una desafortunada alianza entre el hormigón que se fisura, el acero que se oxida y una teoría que varía.”

Robert Maillart (1872-1940) opinaba todo lo contrario y fue un gran creador en el ámbito de las estructuras de hormigón armado. Son bien conocidos sus puentes pero no es tan conocido el hecho de que fue el introductor (según algunos el creador) en Europa de los entresijos sin vigas. En su apogeo como proyectista todavía no estaban muy difundidos algunos aspectos tecnológicos del hormigón que hoy consideramos casi obvios por lo que algunas de sus obras presentaron problemas de mantenimiento debido a recubrimientos insuficientes y a pobres calidades de hormigones.



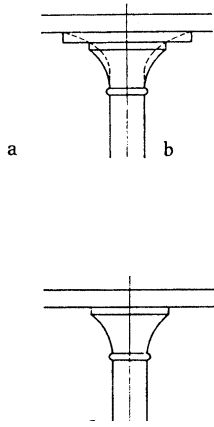
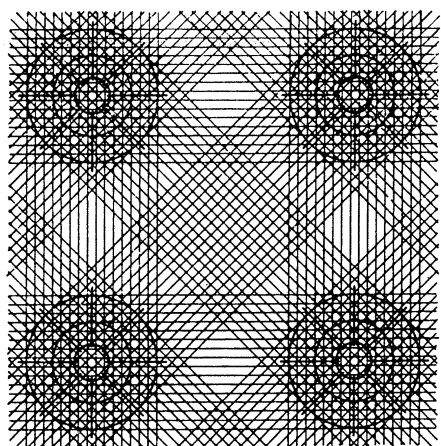
Figura 8.1



Figura 8.2

En 1901 Maillart proyectó el puente de Zuoz (Figura 8.1), sobre el río Inn, en Suiza. Este puente arco triarticulado de 38 metros de luz introdujo a nivel mundial el uso de secciones cajón de hormigón armado. Ya para el momento de la prueba de carga el puente evidenció fisuración en las paredes verticales en proximidades de los estribos. Con el correr de los años estas fisuras se hicieron cada vez más evidentes. Maillart restó importancia estructural al hecho y no dedicó demasiado esfuerzo en analizar el origen de las fisuras. En su proyecto de Tavanasa (1904-1906) (Figura 8.2) sencillamente eliminó las zonas fisuradas dando lugar a una geometría estructural que repetiría en los años siguientes con gran éxito. El puente de Tavanasa, con 51 metros de luz fue en su momento el puente en arco de hormigón de mayor luz en Suiza y el tercero en el mundo<sup>3</sup> y fue realizado con cálculos que hoy en día serían considerados inaceptables y que en su momento fueron duramente cuestionados por las autoridades suizas. Cabe mencionar que muchas de las obras de Maillart pudieron ejecutarse por la intervención de su profesor Wilhelm Ritter quien hacía pesar su prestigio frente a los funcionarios encargados de aprobar los proyectos de Maillart.

**C.P. Turner (1906)**



**Maillart (1908)**

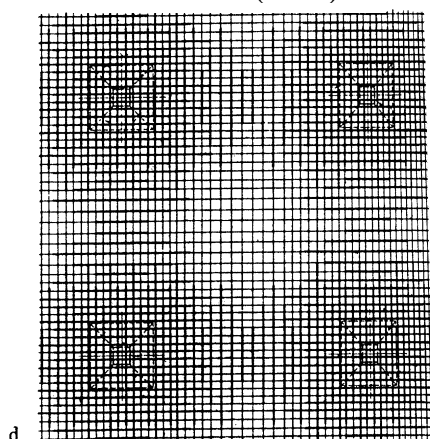


Figura 8.3

La primera aplicación práctica de entresijos sin vigas la realizó Claude A.P. Turner (1869-1955) en Estados Unidos en el año 1906 donde construyó un edificio de cinco pisos utilizando esta tipología estructural y obtuvo su patente en 1908. Este tipo de construcción era considerado

<sup>3</sup> El puente fue destruido por una avalancha en 1927 y reemplazado por una tipología estructural totalmente diferente.

experimental en Estados Unidos y requería de pruebas de carga en las que se alcanzaran cargas del orden de dos veces las de servicio.



Figura 8.4

En Europa, Maillart - aparentemente sin conocer los trabajos de Turner - desarrolla la idea hacia 1900 pero no es hasta 1908 que realiza su primera obra. Como puede verse en la Figura 8.3 sus capiteles tenían forma hiperbólica. La Figura 8.4 muestra una prueba de carga realizada sobre un prototipo.

Una interesante diferencia entre los entepisos de Turner y los de Maillart radica en la disposición de la armadura. Mientras Turner utiliza armaduras que aproximan bastante las direcciones de los momentos principales (Figura 8.3), Maillart adopta una disposición ortogonal muy similar a la que se utiliza en la actualidad. Es interesante recordar que un tratamiento analítico completo de este tipo de estructuras fue publicado por Westergaard y Slater<sup>4</sup> recién en 1921.

Maillart no hizo ninguna consideración teórica respecto a su trazado de armaduras pero sin embargo lo validó a través de sus ensayos. Se trata de un aporte muy importante en el campo de las losas de hormigón armado dado que habilitó el uso de armaduras ortogonales para una gran cantidad de losas cuyas trayectorias de momentos principales se apartaban mucho de esa distribución de armaduras.

Maillart fue un gran crítico de las normas y reglamentos. Decía que sólo servían para quitar responsabilidad a los ingenieros imponiéndoles a su vez límites que podrían haber sido determinados en cada caso a través de ensayos, limitando a su vez la imaginación y retrasando las innovaciones. Obró de acuerdo a sus convicciones: fue creativo, poco afecto a los cálculos y realizó numerosas innovaciones que permitieron un gran avance y difusión del material hormigón armado requiriendo que otros se ocuparan de los temas teóricos asociados a dichas innovaciones.

## 9.- EUGENE FREYSSINET. LA CUANTIFICACIÓN DEL TIEMPO

Eugene Freyssinet (1879-1962) fue alumno de Charles Rabut en l'École des Ponts et Chaussées en los años 1903 y 1904.

En 1907 Freyssinet trabajaba para el estado en el sur de Francia. En ese momento se decide el reemplazo de tres viejos puentes sobre el Río Allier. El departamento de transporte había realizado un proyecto para un único puente de piedra en Le Veudre con un costo de 630.000 francos. Su alto costo impediría la construcción de los otros dos puentes. Freyssinet estudió el problema y ofreció construir los tres puentes por ese monto. El resultado del ofrecimiento fue extraordinario, Freyssinet escribe: "una carta oficial me ponía cargo de la supervisión de la ejecución de esos puentes de los que yo sería el proyectista y el constructor y cuyos planos no deberían ser sometidos a la aprobación de nadie"... "mi superior me garantizaba crédito ilimitado de sus fondos pero sin darme ni un solo hombre, herramienta o asesoramiento. Nunca un constructor había tenido tanta libertad."

<sup>4</sup> Westergaard, Harald M. and W. A. Slater. "Moments and Stresses in Slabs." *Proceedings of the American Concrete Institute* 17 (1921): 415-538.

Freyssinet logró construir el puente por 210.000 francos lo que resultaba record de economía por metro cuadrado de tablero aún comparándolo con puentes de luces bastante menores. El puente fue en su momento el de mayor luz construido en hormigón armado.



Figura 9.1

Como muestra la Figura 9.1, el puente estaba constituido por tres arcos de 72.5 metros de luz cada uno. La flecha de los arcos era marcadamente pequeña dando una esbeltez de 1/15. No existiendo antecedentes sobre puentes de estas características Freyssinet construyó un tramo de prueba de 50 metros de luz pero con una particularidad singular: los estribos estaban unidos mediante barras de acero cuya tensión podía manejarse mediante gatos. De esta forma Freyssinet pudo comprobar que, con el paso del tiempo, el arco experimentaba una notable deformación actuando solamente su peso propio. La ciencia del momento no podía explicar el fenómeno pero Freyssinet no lo olvidó al construir el puente de Le Veudre.

Después de finalizada la obra en 1910 Freyssinet continuó observando el comportamiento del puente. Para 1911 los arcos presentaban descensos del orden de los 13 centímetros en la clave y el proceso no parecía tender a detenerse, más bien todo lo contrario. Freyssinet había dejado en el centro de la clave de los arcos unos nichos en los que había puesto durante la construcción los gatos para el descimbrado. Estos nichos no fueron bloqueados al finalizar la construcción. Escribe Freyssinet: “Regresando hacia Moulins en la noche, me dirigí a Veudre para despertar a Biguet y a tres hombres de confianza. Los cinco insertamos los gatos de descimbrado tratando de mantener la mayor reserva y, ni bien hubo suficiente luz de día y con la ayuda de un nivel comenzamos a elevar los tres arcos en forma simultánea. Era un día de mercado por lo que cada pocos minutos teníamos que interrumpir la operación para dejar pasar algunos vehículos. Sin embargo, todo terminó bien y, una vez alineado,

curado de la enfermedad que casi lo mata, el puente de Veudre se comportó perfectamente hasta su destrucción en la guerra de 1940<sup>5</sup>.”

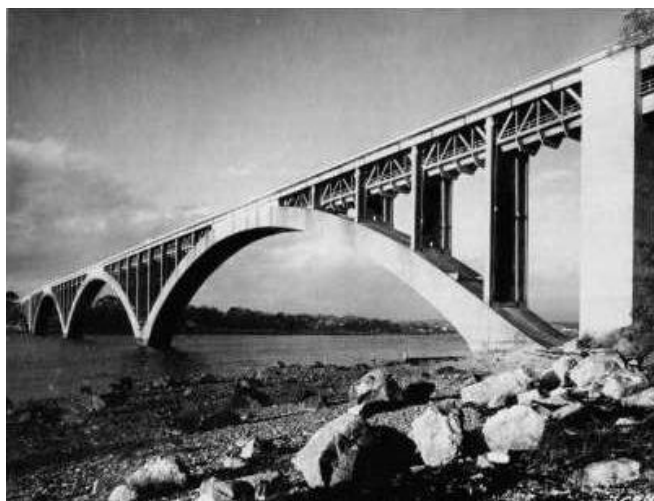


Figura 9.2

Esta primera experiencia sentó el primer paso para el pretensado de estructuras.

Con el desagradable antecedente del puente de Le Veudre, Freyssinet realizó estudios detallados de la evolución de las deformaciones diferidas (creep) antes de comenzar la construcción del puente de Plougastel (1925-1930). Este puente consistía en tres arcos de 188 metros de luz cada uno (Figura 9.2). Los arcos eran de sección cajón de 9.5

<sup>5</sup> El puente fue dinamitado el 7 de setiembre de 1944.

metros de ancho y 4.5 metros de alto en la clave. El puente contaba con un tablero superior destinado al tránsito vial y otro inferior para uso ferroviario. El puente fue destruido por los alemanes en agosto de 1944 para lo que debieron utilizar 20 toneladas de dinamita con lo que lograron volar uno de los vanos. Dos comentarios: en la construcción de este puente se utilizó por primera vez la técnica de construcción por voladizos sucesivos y los pontones que sostenían las cimbras de madera fueron contruidos en hormigón armado.

La cuantificación de los efectos reológicos le permitió instrumentar la idea del hormigón pretensado patentándola en octubre de 1928. El desarrollo de los sistemas y las grandes obras fueron muy posteriores y surgieron como consecuencia de la necesidad de reconstrucción que presentó Europa luego de la Segunda Guerra Mundial.

Se menciona a la reparación de la terminal marítima del Havre como la primera aplicación de su sistema de pretensado.

La idea de pretensar el hormigón es anterior a Freyssinet (p.e. Koenen, 1907) por lo que su gran aporte no debe buscarse allí. Lo fundamental en Freyssinet fue haber interpretado los fenómenos en juego y haber tomado los recaudos necesarios para hacer viable al hormigón pretensado. En otras palabras:

- Entendió que los intentos anteriores de pretensar habían fracasado debido a los efectos reológicos (principalmente el creep).
- Estudió los fenómenos e hizo los primeros ensayos exitosos para cuantificarlos<sup>6</sup>
- Utilizó hormigones de buena calidad y aceros de alta resistencia de modo de lograr almacenar una cantidad importante de energía (altas tensiones en el hormigón) con una pérdida proporcionalmente baja de la tensión en el acero (altas tensiones de tesado).

Sostuvo por otra parte posturas que hoy podrían verse como “reaccionarias”. Nunca aceptó la idea del pretensado parcial. Para él existían dos materiales: el hormigón armado y el hormigón pretensado, y nada en el medio.

Freyssinet no era muy afecto a teorías. Tampoco era muy modesto. Podemos resumir sus ideas en sus propias palabras: “No existen para mí más que dos fuentes de información: la percepción directa de los hechos y la intuición en la que veo la expresión y el resumen de todas las experiencias acumuladas en el subconsciente a través de la vida desde la formación de la primera célula. Es necesario, por supuesto, que la intuición sea controlada por la experiencia. Cuando la intuición está en contradicción con el resultado de un cálculo, hago rehacer el cálculo, y mis colaboradores aseguran que, en el análisis final, siempre el cálculo es el incorrecto.”

## **10.- ESTADOS LÍMITES. SEGURIDAD**

### **10.1.- Breve Comentario Histórico**

Hoy todos estamos habituados a trabajar con coeficientes de seguridad, incluso muchos de nosotros hemos trabajado en términos de tensiones admisibles tanto en el proyecto de estructuras de acero como de hormigón armado<sup>7</sup>. Las tensiones admisibles fueron el paso previo a la introducción de

---

<sup>6</sup> Recién Franz Dischinger (1887-1953) en 1939 da un abordaje matemático de estos fenómenos planteando ecuaciones del tipo de las que se utilizan en la actualidad. Lo hace en su trabajo “Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken” (Deformaciones Elásticas y Plásticas de Estructuras de Hormigón Armado y Especialmente en Puentes Arco). Der Bauingenieur, 1939

<sup>7</sup> De hecho en Geotécnia son todavía muy usadas.

los conceptos modernos de seguridad. Sin embargo, el uso de coeficientes de seguridad no implican en si mismo la existencia de un concepto moderno de seguridad. De hecho, los métodos que trabajan con tensiones admisibles incorporan también el uso de coeficientes de seguridad que se aplican a una tensión límite o de proporcionalidad.

Tal vez el primer antecedente que podamos encontrar se deba a Navier (1785-1836). Traducimos directamente lo que dice Timoshenko al respecto<sup>8</sup>:

“Los ingenieros del siglo XVIII utilizaban los experimentos y la teoría para establecer fórmulas para el cálculo de cargas últimas. Navier desde un principio afirmó que era muy importante conocer el límite hasta el cual las estructuras se comportan en forma perfectamente elástica sin sufrir deformaciones permanentes. Dentro de este rango elástico las deformaciones pueden suponerse proporcionales a los esfuerzos y pueden establecerse fórmulas comparativamente sencillas para calcularlas. Pasando el límite elástico, la relación entre esfuerzos y deformaciones se vuelve muy complicada y no pueden deducirse fórmulas simples para estimar las cargas últimas. Navier sugiere que las fórmulas derivadas de la condición elástica deberían ser aplicadas a estructuras existentes, que hayan probado ser suficientemente fuertes, de modo de determinar esfuerzos seguros para varios materiales los que luego podrían ser usados para calcular las dimensiones de nuevas estructuras”.

## 10.2.- Estados Límites

Un concepto “novedoso” que el hormigón armado introdujo en su “Resistencia de Materiales Particular” y que luego se extendió a estructuras de otros materiales fue el de “Estados Límite”.

En un momento los reglamentos de hormigón centraron su atención casi exclusivamente en la seguridad a rotura como único requerimiento a satisfacer. En la década del '70 se introdujo el concepto de “Estado Límite” como un conjunto de requerimientos que una sección, elemento o estructura debía satisfacer para considerarse apto.

Se distinguen dos tipos de estados límite:

Estados Límites de Servicio o de Utilización (SLS por Serviceability Limit States ó ELS en castellano): se trata de condiciones que se le imponen a la estructura cuando sobre ella actúan las cargas de servicio. Se presentan así los estados límites de deformaciones, fisuración, vibraciones, etc.

Estados Límites Últimos o de Rotura (ULS por Ultimate Limit States ó ELU en castellano): Se refieren a la capacidad portante de la estructura. Se incluyen aquí las verificaciones a rotura de secciones, al pandeo y a la pérdida del equilibrio general (p.e. deslizamiento y volcamiento).

El concepto de seguridad tal como se lo ha entendido tradicionalmente se asocia con un Estado Límite de Rotura.

## 10.3.- Generalidades respecto a “Seguridad”

En el comentario de Timoshenko transcrito en un párrafo anterior, la idea de encontrar "esfuerzos seguros" resulta por sobre todo cualitativa, ya que si bien el concepto de seguridad es intuitivo, su cuantificación requiere del desarrollo de conceptos probabilísticos, técnicas estadísticas, y un considerable esfuerzo computacional si se desea llegar a resultados aplicables en la práctica.

---

<sup>8</sup> “Timoshenko, Stephen P. “History of Strength of Materials”, Dover, 1953

Todos los parámetros que intervienen en el equilibrio de cualquier estructura (en particular en una de hormigón armado) tienen una variabilidad intrínseca al incompleto conocimiento que sobre ella posee el analista. Esta variabilidad incluye tanto a las propiedades de la estructura (resistencias, geometría, etc), como a las solicitaciones e incluso a los modelos de cálculo utilizados. Incluye también la ignorancia sobre el fenómeno de acuerdo con el estado del arte, aunque esta variabilidad suele llamarse Incertidumbre.

Una vez que los parámetros en juego tienen esa variabilidad, su valor no puede ser predicho con exactitud, sino que solamente es posible cuantificar una probabilidad de ocurrencia para un entorno de valores posibles. Siendo estas variables básicas aleatorias, las funciones de las mismas también resultan cantidades aleatorias.

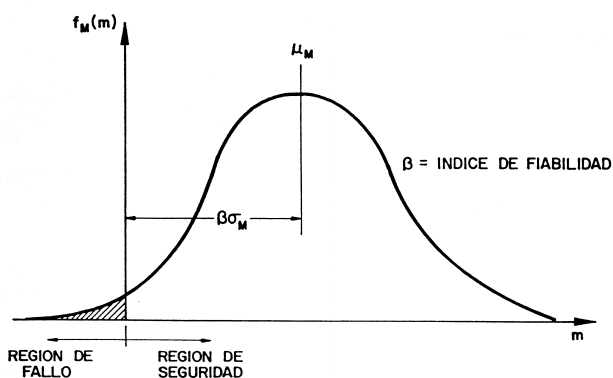
#### 10.4.- Seguridad

La seguridad de una estructura está asociada a cuestiones netamente probabilísticas, es decir que es posible establecer con cierta exactitud (dependiendo del desarrollo de las teorías específicas) la probabilidad de ocurrencia de un determinado evento. Si bien el concepto de seguridad se asocia usualmente a la rotura o colapso de la estructura, todos los estados límite tienen una probabilidad de ocurrencia o excedencia, es decir que el concepto de seguridad abarca también a otros fenómenos aparte de la rotura, tal como las flechas, fisuración y vibraciones.

La seguridad estructural respecto a un determinado Estado Límite (EL) se evalúa directamente a través de la probabilidad de que ese EL sea superado, la cual se denomina Probabilidad de Fallo (Pf). Si estamos tratando con un ELU, será la probabilidad de que se produzca la rotura, mientras que en caso de un ELS se tratará de la probabilidad de que la flecha sea superior a un límite establecido. Si llamamos Riesgo a cada una de esas situaciones, cada riesgo posee una Pf y un impacto determinado, que se relaciona directamente con las consecuencias (en pérdidas de vidas, bienes, tiempo o dinero) de que el EL sea superado. Por supuesto que el impacto producido por el colapso de una estructura es considerablemente mayor que el producido por una flecha excesiva, pero es necesario señalar que numerosos factores sociales y hasta políticos inciden en la valoración que una sociedad hace de los diferentes riesgos (piénsese en el diseño de las centrales nucleares en diferentes regiones del planeta, por ejemplo). Por lo tanto es natural que, a menor impacto, sea aceptable una Pf mayor. El Eurocódigo 1 establece como valores de referencia  $P_f=1E-6$  para los ELU y  $P_f=1.34E-3$  para los ELS. Estos valores son anuales, es decir que para una vida útil de 50 años, las Pf pasan a valer  $5E-5$  y  $4.9E-2$  respectivamente.

El Proyecto de Reglamento Argentino Cirsoc 105 establece una mayor variedad de valores Pf, discriminando de acuerdo con la importancia de las consecuencias económicas y la cantidad de personas puestas en peligro. De esta manera, Pf para los ELU varía entre  $1E-3$  y  $1E-7$ , y entre  $1E-1$  y

$1E-3$  para los ELS. Semejante variedad en las posibilidades requiere de una pericia considerable de parte del proyectista, y su utilización sin esa pericia podría ser paradójicamente riesgosa.



#### 10.5.- El Índice de Fiabilidad b

El Índice de Fiabilidad o Índice de Seguridad, como se lo denomina en el PR Cirsoc 105, cobró gran difusión desde su definición por parte de Cornell en 1969. Supóngase que la función  $m=R-S$  (Resistencia – Solicitación) tiene una

función de distribución de probabilidades (fdp) como la que se muestra en la figura. Esta fdp tendrá un valor medio  $\mu_M$  y una desviación estándar  $\sigma_M$ . El valor  $m=0$  ( $R=S$ ) definirá la rotura, y si el valor medio  $\mu_M$  se expresa tomando como unidad  $\sigma_M$ , su valor es  $\beta$ . Simplificando,

$$\beta = \mu_M / \sigma_M$$

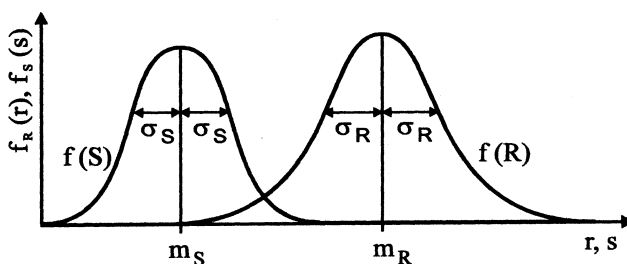
La utilidad de este parámetro está directamente relacionada con la distribución Normal de probabilidades. Esta distribución es tan popular en la literatura referida a la seguridad estructural, que como se verá a continuación,  $\beta$  tiene sentido práctico cuando  $R-S$  está normalmente distribuida, ya que en este caso resulta:

$$\phi [(m - \mu_M) / \sigma_M] = \phi (-\mu_M / \sigma_M) = P(m < 0) = Pf = \phi (-\beta)$$

Es decir que, en caso de que  $R-S$  esté Normalmente distribuida, la Probabilidad de Falla  $Pf$  puede obtenerse de  $\beta$ , a través de la distribución Normal. La utilización de la distribución Normal, y por ende de  $\beta$ , se cimentó sobre varios puntos relevantes:

- Al momento en que se desarrolló la teoría de seguridad estructural (década del 60), integrar funciones de distribución de probabilidades era una tarea complicada, salvo que uno se concentrara en una distribución y publicara una tabla de valores para uso masivo. En ese caso la distribución Normal, cuya elegancia matemática es innegable, ya se encontraba ampliamente documentada por su uso en la teoría de errores aplicada a la industria.
- Muchos parámetros físicos básicos (longitudes, pesos y resistencias) tiene una distribución que ajusta medianamente bien a la forma simétrica de la normal, pero con la limitación obvia de sus extremos finitos.
- En la teoría de probabilidades existe un Teorema denominado Del límite Central, del cual se desprende como caso particular que si dos variables  $X$  e  $Y$  están Normalmente distribuidas, su suma o resta también lo está. En los textos especializados es común encontrar, en la introducción al concepto de  $\beta$ , párrafos del tipo: "si  $R$  y  $S$  están normalmente distribuidas....." (el resto sigue como se vió anteriormente).

Pero si  $R-S$  no está normalmente distribuida, la relación entre  $\beta$  y  $Pf$  pierde una buena parte de su sentido. La pregunta inmediata es: ¿ $R-S$  está Normalmente distribuida? En principio, y considerando que la distribución Normal es abierta, es decir, su dominio varía entre  $-\infty$  y  $+\infty$ , la respuesta es NO (la mayoría de las variables físicas están acotadas). Para evitar valores negativos con cierta probabilidad de ocurrencia, se recurrió a la distribución LogNormal, que tiene un límite inferior igual a cero. Aún así, queda el problema del límite superior, y la limitación rígida del límite inferior a un valor nulo. No obstante lo expuesto, la mayoría de los modelos probabilísticos actuales se basan principalmente en estas dos distribuciones, y la discusión sobre su validez excede a esta publicación.



Los parámetros fundamentales de cualquier Función de distribución de probabilidades son el valor medio ( $\mu$  o  $m$ ), y la varianza  $\sigma$ . La ventaja de estos parámetros radica en el hecho de que pueden ser estimados a partir de una muestra  $x_i$  ( $i=1...n$ ) (por ejemplo una serie de probetas), con procedimientos estadísticos sencillos:

$$m \approx \sum x_i / n$$

$$\sigma \approx [ \sum (x_i - m)^2 / (n-1) ]^{1/2}$$

Y esta estimación puede ser realizada sin necesidad de adoptar a priori una fdp determinada para la variable.

Volviendo a la figura anterior, a la derecha se muestra la fdp de la resistencia  $f(R)$ . Cualquier valor probable de  $R$  se puede escribir:

$R = m_R \pm k \sigma_R$  <sup>(9)</sup> Donde el signo (+) describe los valores superiores a la media, y el (-) los inferiores. Diferentes valores de  $k$  se asocian con distintas probabilidades de excedencia. Por ejemplo, si la fdp de  $R$  es Normal (y solamente en este caso):

$R_k = R_{95\%} = m_R - 1.645 \sigma_R$  Describe un valor de  $R$  cuya probabilidad de excedencia es del 95%, es decir que solamente el 5% de las muestras tendría un valor inferior (cuando el número de muestras tiende a infinito, por supuesto). Varios reglamentos (Cirsoc, CEB, EHE, Eurocódigo, y otros) denominan a este valor "característico" y lo utilizan para tipificar la resistencia de los materiales (hormigón y acero) y otros parámetros.

$R = m_R - 1.33 \sigma_R$  Describe un valor de  $R$  cuya probabilidad de excedencia es del 90.8% (9.2% por debajo). ACI elige este valor para tipificar la resistencia del hormigón.

De donde se deduce que la resistencia "formal" de un mismo hormigón puede ser expresada por dos cifras diferentes, de acuerdo con el Reglamento que se utilice.

En el caso de las solicitaciones, naturalmente interesa considerar los valores superiores a la media, y entonces ( $k=1.654$  vale si la distribución es Normal):

$S_k = S_{5\%} = m_S + 1.645 \sigma_S$  describe un valor de  $S$  cuya probabilidad de excedencia es del 5%, para un dado período. La mayoría de los valores de acciones dados en los reglamentos corresponde a este valor característico.

## 10.6.- Los coeficientes de seguridad

Llegado este punto, la tarea de calcular  $P_f$  parece sencilla desde el punto de vista formal (y lo es). Pero cuando se intenta llevar estos procedimientos a la práctica general, las dificultades operativas están más allá del alcance de la mayoría de los profesionales.

Los reglamentos han evitado que los proyectistas tuvieran que enfrentarse con cálculos probabilísticos por lo que, desde el punto de vista de los usuarios de los códigos, estos últimos han mantenido un esquema de uso cuasi-determinista a través de coeficientes de mayoración de solicitaciones y de minoración de resistencias (el Reglamento CIRSOC 201 actualmente vigente en la Argentina utiliza solamente mayoración de solicitaciones que era el criterio vigente en Alemania en la década del '70 cuando fue redactado).

El CEB fue un poco más allá y, en función de una serie de condiciones que iban desde la calidad de la construcción a la calidad del cálculo, permitió el "dimensionamiento" de los coeficientes en base a una serie de valores y operaciones establecidas en el código. Algo similar ha ocurrido en el ámbito nacional, donde el Proyecto de Reglamento Cirsoc 105 presenta una serie de expresiones para dimensionar el coeficiente de seguridad, con valores de desviación estándar en función de la calidad de los materiales, ejecución y proyecto.

---

<sup>9</sup> En ingeniería se utiliza con frecuencia el formato (vale tanto para  $R$  como para  $S$ ):  $R = m_R (1 \pm k \delta_R)$ , donde  $\delta_R = \sigma_R / m_R$  se denomina "coeficiente de variación", y relaciona la desviación estándar con el valor medio, lo cual da una idea relativa de la dispersión de la variable.

Si bien se ha avanzado mucho en este tema, todavía los reglamentos presentan formatos bastante diferentes, sobre todo en lo referente a la minoración de las resistencias:

- Reglamentos europeos (CEB-FIP, Eurocódigo, Norma Española EHE): Recurren a la minoración de la resistencia del hormigón y del acero con coeficientes discriminados para cada material y a partir de allí calculan la resistencia de las secciones. Mayoran las acciones con coeficientes parciales, diferentes en función de la naturaleza de la acción.
- ACI : No minoran las resistencias de los materiales individualmente sino que aplica un coeficiente de minoración a la resistencia de la sección. Este coeficiente varía con el tipo de solicitación. Las acciones se tratan de manera similar a los Reglamentos europeos, pero los valores de los coeficientes de mayoración varían respecto a estos reglamentos.
- Cirsoc 201: Mayoran solamente las acciones con un coeficiente único. Actualmente el reglamento nacional se encuentra en proceso de modificación, hacia un formato similar al del ACI.

### 10.7.- ¿La seguridad es la misma?

Esta es la pregunta que surge inmediatamente ante semejante disparidad de formatos. La respuesta no es categórica, pero sí es posible afirmar que la diferencia es mucho menor de lo que parecen indicar los formatos reglamentarios.

En realidad, todos los coeficientes de mayoración y minoración, o coeficientes de seguridad, han sido calibrados de manera tal que la seguridad resultante sea del mismo orden en todos los casos, que es el punto de equilibrio entre seguridad y economía socialmente aceptado. Como ya se ha mencionado, el Eurocódigo establece una  $P_f$  de  $1E-6$  para los ELU. En el caso del ACI, el concepto general de seguridad se basa en que la probabilidad de subresistencia es del orden de 0.01, mientras que la probabilidad de sobrecarga es de 0.001, por lo que la probabilidad conjunta es (groseramente) de  $1/100000$ , valor compatible con los anteriormente citados.

### 10.8.- Calibración de los coeficientes de seguridad

El planteo general del problema es el siguiente:

- a) Los materiales se definen por sus valores resistentes característicos (95% de probabilidad de ser superados, o algo similar)
- b) Las acciones se especifican de manera similar (5% de probabilidad de ser superadas, o un valor del mismo orden)
- c) La probabilidad de falla deseada es tan pequeña como 0.000001

Evidentemente, si se proyecta haciendo:

$$R_k = S_k \quad \text{la probabilidad de falla será muy superior a la deseada.}$$

En cambio, si formalmente se escribe:

$$R_k / \gamma_R = S_k \cdot \gamma_S$$

Siempre será posible ajustar los valores de las constantes  $\gamma_R$  y  $\gamma_S$  (llamados coeficientes de seguridad parciales) de manera tal que la  $P_f$  final sea la deseada. Formalmente, se trabaja con un método mixto que combina valores probabilistas (las resistencias y acciones características) con

coeficientes de apariencia determinista, pero que en realidad representan un procedimiento también probabilista.

El modo en que se ajusta un coeficiente de seguridad parcial se puede mostrar mediante un ejemplo simple, irreal pero conceptualmente correcto. Sea el caso de una sollicitación axial simple, con un material cuya resistencia característica es de  $R_k = 30 \text{ MPa}$  y  $\delta_R = 0.15$ . Para simplificar el problema, supongamos que las sollicitaciones son absolutamente deterministas, es decir que  $\delta_S = 0$ . Se desea determinar la tensión máxima  $S$  que se puede aplicar si se desea que  $P_f = 1E-6$ . La resistencia se distribuye normalmente (fdp Normal).

Como  $R_k = m_R (1 - 1.645 \delta_R) \rightarrow m_R = 30 \text{ MPa} / 0.753 = 40 \text{ MPa}$ .

Si se dijera que  $S = R_k$ , tendríamos que  $P_f = 0.05 \gg \gg 1E-6$ . La respuesta correcta se determina encontrando el valor de  $R$  cuya probabilidad de excedencia sea igual a  $(1 - 1E-6) = 0.999999$ . Para esa probabilidad la distribución Normal indica  $k = -4.754$  (así como para 0.95 indica  $k = -1.645$ ). Por lo tanto, la respuesta correcta surge de :

$S = R_{99.9999\%} = m_R (1 - 4.754 \delta_R) = 40 \text{ MPa} * (1 - 4.754 * 0.15) = 11.5 \text{ MPa}$

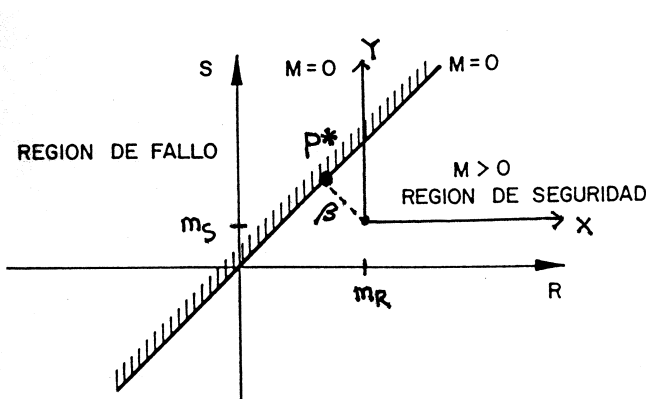
Ahora bien, en este caso simple (pero irreal) hemos tenido que recurrir a conocimientos de probabilidades. En los casos reales, las sollicitaciones también son una variable aleatoria, por lo que es necesario determinar una función de distribución de probabilidades de  $(R-S)$  y el problema se torna mucho más complejo. ¿Que hace el redactor de un reglamento si desea mantener en las construcciones una  $P_f$  determinada, pero sabiendo que la aplicación de métodos probabilísticos se hace casi imposible para una gran cantidad de profesionales? En nuestro ejemplo simple, encargaría las cuentas probabilísticas a un experto, y luego indicaría:

- a) Especifique la Resistencia característica  $R_k$
- b) Determine la sollicitación máxima  $S = R_k / 3.50$ .
- c) Dimensione su estructura de manera tal que se cumpla la condición b).

Al coeficiente 3.50 lo llamaría "Coeficiente de seguridad".

El problema de la complejidad matemática estaría resuelto. El sistema permite, inclusive, que quien lo aplica sin mayores conocimientos ni siquiera deba conocer el valor de  $P_f$ . El procedimiento es simple y relativamente a prueba de tontos. La parte riesgosa del asunto queda a cargo de unos cuantos expertos que calibran el denominado "coeficiente de seguridad".

Obviamente, el Coeficiente de seguridad (al cual llamaremos  $\gamma$ ) vale:



$$\gamma = R_{95\%} / R_{99.9999\%} = m_R (1 - 1.645 \delta_R) / m_R (1 - 4.754 \delta_R)$$

$$\gamma = (1 - 1.645 \delta_R) / (1 - 4.754 \delta_R)$$

Es decir que  $\gamma$  depende de la dispersión de la resistencia del material. Esto plantea algunos problemas, como se verá más adelante. En definitiva, hemos utilizado un valor constante (parte determinista del planteo) para pasar de una resistencia con una determinada probabilidad de excedencia a otra resistencia con una probabilidad de excedencia diferente

(parte probabilista del planteo).

Consideremos ahora el problema real en que tanto R como S son variables aleatorias, es decir que se pueden describir como:

$$R = m_R \pm k \sigma_R = m_R (1 \pm k \delta_R)$$
$$S = m_S \pm k \sigma_S = m_S (1 \pm k \delta_S)$$

La condición de rotura es  $R = S$ , representada por una recta en el sistema de coordenadas R-S de la figura. La región a la derecha de la recta ( $R > S$ ) representa la zona de seguridad. La matemática del planteo excede el alcance de esta publicación, pero si se hace la transformación de coordenadas:

$$x = (r - m_R) / \sigma_R \qquad y = (s - m_S) / \sigma_S$$

El nuevo sistema es como se representa en la figura, y se demuestra que la menor distancia entre el origen del sistema de coordenadas xy y curva que representa al estado límite (la recta  $R=S$ , en este caso) es una medida de la Pf. Concretamente, si las variables están Normalmente distribuidas, esa distancia es igual al índice de fiabilidad o seguridad  $\beta$ . El punto  $P^*$ , que es el punto sobre la recta  $R=S$  que se encuentra a menor distancia del origen del sistema xy, define entonces un par de valores  $r^*$ ,  $s^*$  que poseen la menor fiabilidad, o lo que es lo mismo, la mayor Pf. Con un poco de álgebra y algunas simplificaciones se llega a que:

$$r^* = m_R - \beta \alpha_s \sigma_R = m_R (1 - \beta \alpha_s \delta_R)$$
$$s^* = m_S + \beta \alpha_s \sigma_S = m_S (1 + \beta \alpha_s \delta_S)$$

Donde  $\alpha_s$  es un coef. que varía entre 0.75 y 0.80

Por supuesto que  $r^*$  es MENOR que  $R_k$ , y  $s^*$  MAYOR que  $S_k$ . Finalmente, los coeficientes de seguridad parciales serán:

$\gamma_R = R_k / r^*$  que es un coeficiente que minorra la resistencia. También se podría definir un coeficiente  $\phi_R = r^* / R_k$  que sería  $<1$ , y en lugar de dividir a la resistencia la multiplicaría, con el mismo efecto.

$\gamma_S = S_k / s^*$  que es un coeficiente que mayorra la sollicitación

Poniendo los coeficientes en función de las propiedades de los materiales y la seguridad requerida, resulta:

$$\gamma_R = (1 - 1.645 \delta_R) / (1 - \beta \alpha_s \delta_R) \quad \text{o bien } \phi = (1 - \beta \alpha_s \delta_R) / (1 - 1.645 \delta_R)$$

$$\gamma_S = (1 - 1.645 \delta_S) / (1 + \beta \alpha_s \delta_S)$$

Es decir que dependen directamente de los coeficientes de variación de R y S. Algunos reglamentos calibran los coeficientes de seguridad parcial adoptando coeficientes de variación para R y S, sin permitir la posibilidad de variarlos (ACI por ejemplo), mientras que otros permiten el dimensionamiento de los coeficientes de seguridad dando más libertad al proyectista (CEB, PR Cirsoc 105). Los coeficientes de variación tienen en cuenta, entre otros, los siguientes factores:

Para la Resistencia:

- a) Desviaciones estadísticas de las propiedades de los materiales
- b) Desviaciones en la geometría de las secciones
- c) Incertidumbres de los modelos de cálculo

- d) Aspectos cualitativos referidos al tipo de rotura (dúctil o frágil)
- e) Coeficientes de conversión

No se tiene en cuenta las posibilidades de ocurrencia de errores humanos groseros, ya que la ocurrencia de los mismos debe ser prevenida mediante adecuadas políticas de aseguramiento de la calidad.

Para las Acciones:

- a) Variaciones estadísticas
- b) Incertidumbres en la modelización de la acción y de sus efectos
- c) Incertidumbres en los modelos de cálculo

Como ejemplo general, vale decir que de acuerdo con el Proyecto de Reglamento Cirsoc 105, que permite elegir los coeficientes de variación de R y S, los valores límite son los siguientes:

$\delta_R$  entre 0.09 y 0.38, con un valor de 0.16 para condiciones medias razonables.

$\delta_{RS}$  entre 0.07 y 0.39, con un valor de 0.16 para condiciones medias razonables.

### 10.9.- El formato resultante en dos reglamentos

Se ven en este apartado los formatos finales que toman los coeficientes de seguridad parciales en dos reglamentos conocidos: ACI 318 y Eurocódigo 1, mostrando las diferencias formales que resultan aún cuando el concepto general es el mismo que se ha visto en los puntos anteriores:

#### ACI 318:

Coeficientes de seguridad parciales para la Resistencia:

Se utilizan coeficientes  $\phi$  menores a la unidad que multiplican a la resistencia final de los elementos. Estos coeficientes varían según el tipo de mecanismo de rotura, y valen, para los casos más usuales:

Flexión simple:	$\phi = 0.90$
Flexotracción:	$\phi = 0.90$
Flexocompresión:	$\phi$ entre 0.70 y 0.75
Corte y torsión:	$\phi = 0.85$

Coeficientes de seguridad parciales para las Solicitaciones:

Utiliza coeficientes diferenciados de acuerdo con el tipo de carga, calibrados en cada caso teniendo en cuenta las características propias.

Por ejemplo, la combinación de cargas permanentes (D) y sobrecargas (L) es:

$$U = 1.4D + 1.7L$$

Si se agrega otra acción como el viento (W), o el sismo (E), las combinaciones son:

$$U = 1.04D + 1.28L + 1.28W$$

$$U = 0.9D + 1.3W \text{ (considerando que D y L pueden ser favorables)}$$

$$U = 1.04D + 1.28L + 1.40E$$

$$U = 0.9D + 1.43E \text{ (considerando que D y L pueden ser favorables)}$$

La resistencia de los elementos se calcula sin minorar las resistencias de los materiales, y se denomina Resistencia Nominal. Finalmente, debe ser:

$$\phi \cdot (\text{Resistencia Nominal}) \geq U$$

### **Eurocódigo 1:**

En primer término, divide las situaciones entre Usuales y Accidentales. Entre estas últimas se incluye, por ejemplo, al sismo, y se trata de acciones cuya descripción estadística puede no ser adecuada y para las que se especifican valores nominales directos.

Coefficientes de seguridad parciales para la Resistencia:

Para situaciones Usuales, minora las resistencias características del hormigón y del acero con coeficientes parciales  $\gamma_c = 1.5$  y  $\gamma_s = 1.15$  respectivamente. Para situaciones Accidentales ambos coeficientes valen 1.

De esta manera se obtiene un valor de resistencia de diseño  $R_d$ .

Coefficientes de seguridad parciales para las Solicitaciones:

También utiliza coeficientes diferenciados en función del tipo de acción, pero con la diferenciación (en caso de que sea posible), de acciones variables (sobrecargas) principales y secundarias, afectando a estas últimas por factores menores. Acciones como el viento se encuadran como variables. Así resulta, para acciones permanentes (G) y variables (Q)

Situaciones Usuales:

$$S_d = 1.35G + 1.5Q_1 + \sum Q_i * \psi_{0,i}$$

Donde  $Q_1$  es la acción variable principal,  $Q_i$  las secundarias y  $\psi_{0,i}$  coeficientes menores a 1.

Situaciones Accidentales:

$$S_d = A_d + G + Q_1 * \psi_{1,i} + \sum Q_i * \psi_{2,i}$$

Donde  $A_d$  es la acción accidental de diseño,  $Q_1$  es la acción variable principal,  $Q_i$  las secundarias y  $\psi_{j,i}$  coeficientes menores a 1.

La condición resistente queda, entonces:

$$R_d \geq S_d$$

## **10.10.- Breve historia de la evolución de la seguridad en los diferentes Reglamentos**

### **10.10.1.- Estados Unidos**

Nos referiremos en particular a la evolución que han sufrido los reglamentos del ACI (American Concrete Institute). Estos reglamentos han presentado a lo largo del tiempo en forma única o combinada los siguientes formatos:

#### **a) AS-format (Allowable stress format)**

Se trata de lo que en nuestro medio se conoció como el Método Clásico. Las secciones se dimensionaban bajo cargas de servicio de modo de no superar una ciertas tensiones admisibles en el hormigón y en el acero. Los métodos de cálculo de secciones asumían un comportamiento elástico y lineal de los materiales y una relación constante entre los módulos de elasticidad del hormigón y del acero.

#### **b) LF-format (Load factor format)**

Las solicitaciones mayoradas no debían superar a las resistencias. En este caso se comparaba la resistencia última de la sección (Método de Rotura) con una solicitación mayorada calculada sobre la base de un comportamiento elástico de la estructura. Los coeficientes de mayoración se diferenciaban según se tratara de cargas permanentes, accidentales o viento o de combinaciones de solicitaciones originadas por estas cargas.

c) **LRF-format (Load and Resistance factor format)**

Las solicitaciones mayoradas no deben superar a las resistencias minoradas. Al criterio anterior se incorporan coeficientes de minoración de las resistencias. Estos coeficientes dependen del tipo de solicitación en estudio (flexión, compresión, torsión, corte, etc.) y, por supuesto, son siempre menores que 1.

Veamos entonces la evolución cronológica de los reglamentos ACI-318:

- 1956: Desde principios de siglo y hasta ese momento sólo se había admitido el cálculo por el método de las tensiones admisibles (ASM). En esta edición se incorpora, en el Apéndice, el método de rotura con mayoración de cargas solamente (LF). Cabe comentar que el Apéndice de los reglamentos ACI se utiliza para aquellos temas que están ingresando al reglamento y para aquellos que se están retirando del mismo. Es prácticamente imposible que un tema no ingrese o salga por un apéndice.
- 1963: Ambos métodos se incorporan al reglamento en igualdad de condiciones. Se hacen modificaciones al método de las tensiones admisibles para acercar los resultados de ambos métodos. Se realizan correcciones en varias secciones para adaptarlas a los nuevos criterios. Se introducen los coeficientes de minoración de resistencias (LRF)
- 1971: El método de tensiones admisibles pasa a ocupar menos de una hoja, se lo denomina Alternate Design Method (Método Alternativo de Cálculo) y se adopta como preferible el cálculo tipo LRF.
- 1977: El Método Alternativo de Cálculo pasa al Apéndice B donde se ha mantenido incluso hasta la última edición del reglamento ACI-318. En el cuerpo principal del reglamento queda solamente el método LRF.
- 1995: Se incorpora en el Apéndice B las denominadas “Unified Design Provisions” (Provisiones unificadas para el cálculo). En esta sección se introducen modificaciones sobre cuantías máximas, factores de reducción de resistencias y redistribución de momentos. Lo que se intenta es evitar la normativa diferenciada en hormigón armado y pretensado. Los coeficientes de reducción de resistencias se especifican en base al comportamiento de la sección en rotura, más precisamente, en función a las deformaciones de la sección..  
En el Apéndice C del Código se introduce una sección referida a “Construcción Mixta” bajo el título “Alternative Load and Strength Reduction Factors”. En esta sección se utilizan los coeficientes de mayoración de cargas y de combinación de cargas dados en la ASCE 7 y se modifican los coeficientes de minoración de resistencias para obtener resultados finales similares a los que se obtendrían utilizando los valores dados en el cuerpo principal de la norma para condiciones similares de cargas. Esta adición se hace para utilizar un único conjunto de coeficientes de mayoración de cargas y de combinación de cargas en estructuras que presenten elementos metálicos y de hormigón armado. El nuevo Reglamento CIRSOC 201 (todavía no vigente) adopta este criterio.
- 1999: Se mantiene el formato del código de 1995. En Estados Unidos se está unificando el uso de la ASCE 7 <sup>10</sup> para acero, hormigón (por ahora en apéndice), mampostería y madera. El Método Alternativo de Cálculo es pasado al Apéndice A.
- 2002: El Método Alternativo de Cálculo es eliminado del Apéndice A. Se incorpora el Método Biela-Tensor en el Apéndice A.

---

<sup>10</sup> El antecedente es el “Building Code Requirements for Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, (ANSI A58.1-1982), American National Standards Institute, New York, 1982, 103 pp.

### **10.10.2.- Canada**

La norma canadiense vigente, la CSA A.23.3, introduce coeficientes de seguridad parciales discriminados para el hormigón y para el acero, es decir, utiliza un criterio similar al de los Eurocódigos y al del CEB-FIP.

### **10.10.3.- Eurocódigos**

Con anterioridad a la redacción de los Eurocódigos, en Europa podían verse casos muy curiosos referentes a las sobrecargas que cada país establecía en sus normas. Las menores dispersiones se obtenían para habitaciones de viviendas pues los valores estaban entre 150 y 200 kg/m<sup>2</sup> las diferencias mayores correspondían a los pasillos de hospitales con valores entre 150 y 500 kg/m<sup>2</sup>. En ese contexto parecía poco serio adoptar un conjunto uniforme de coeficientes de mayoración de cargas para la totalidad de los países.

### **10.10.4.- FIP - CEB - FIB**

Se trata de organizaciones relativamente modernas por lo que su evolución en términos de reglamentos ya arranca con el denominado Método de Rotura. Veamos una brevísima cronología de estas instituciones:

- 1952 Se crea la FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte FIP) como organismo técnico interenacional con fuerte presencia de los proveedores de pretensado.
- 1953 Se crea el CEB (Comité Européen du Béton).
- 1957 Comienza la publicación de la serie de 'Bulletins d'Information' que finalizaría con el número 243 en 1998.
- 1958 El CEB da prioridad a la elaboración de recomendaciones internacionales para lo que se crean las primeras "Working Commissions".
- 1962 Por iniciativa común entre el CEB y la FIP se crea un comité mixto para el desarrollo de recomendaciones referidas a hormigón pretensado
- 1964 Se publican las primeras "CEB International Recommendations" referentes a estructuras de hormigón armado. Este documento serviría de base a reglamentos nacionales de alrededor de veinte países
- 1976 El CEB pasa a llamarse "Comité Euro-International du Béton"
- 1978 Se publican los Volúmenes I y II del Código Modelo. El volumen II se denomina "CEB-FIP Model Code for Concrete Structures" que resultará la base para el futuro Eurocódigo 2 y a partir de él, con el correr de los años se desarrollarán numerosos documentos, manuales y ejemplos de cálculo. Servirá asimismo como base o actualización de reglamentos nacionales.
- 1991 Se aprueba el borrador final del "CEB-FIP Model Code 1990".
- 1998 Se unifican el CEB y la FIP bajo el nombre de FIB (Fédération Internationale du Béton)

El Código de 1964 está basado en resistencias características y utiliza solamente coeficientes de mayoración de solicitaciones. Los códigos de 1978 y 1990 trabajan mayorando solicitaciones y minorando resistencias a partir de coeficientes parciales.

### **10.10.5.- Argentina**

El PRAEH de 1964 trabajaba con resistencias de los materiales en términos de valores característicos que no eran afectados por coeficientes de minoración. Las solicitaciones eran mayoradas en forma diferenciada de acuerdo a que se tratara de roturas dúctiles o frágiles. El CIRSOC

201 introdujo una minoración en la resistencia del hormigón y un coeficiente de mayoración de solicitaciones variable de acuerdo con la ductilidad de la rotura. Este concepto correspondía a la norma DIN 1045 de 1972<sup>11</sup>. El nuevo reglamento CIRSOC 201 actualmente en período de discusión adopta el criterio del ACI-318.

---

<sup>11</sup> Las normas DIN han ido siempre muy atrás en la incorporación de los avances en la Teoría del Hormigón armado y en los criterios de seguridad. Actualmente estas normas han incorporado el criterio de los coeficientes parciales.