



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**Un procedimiento  
unificado para el Diseño  
del Concreto reforzado,  
presforzado y  
parcialmente presforzado.**

**FALLA DE ORIGEN**

**TESIS PROFESIONAL**

*Que para obtener el título de:*

**INGENIERO CIVIL**

*presenta:*

*Alejandro Escobar Huet.*

*México D.F. 1995.*



53  
215



Universidad Nacional  
Autónoma de México



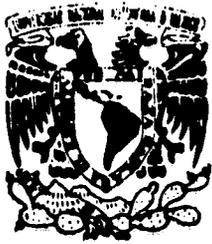
**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

# TESIS CON FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-193/92

Señor:  
ESCOBAR HUET ALEJANDRO.  
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor Ing. Narciso Talamantes Chávez, y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"PROCEDIMIENTO UTILIZADO PARA EL DISEÑO DE CONCRETOS REFORZADOS, PREFORZADO Y PARCIALMENTE PREFORZADO."**

- I.- INTRODUCCION
- II.- REVISION HISTORICA DEL CONCRETO
- III.- EVOLUCION DEL ANALISIS DEL CONCRETO A TRAVES DEL TIEMPO
- IV.- COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES
- V.- ANTECEDENTES DEL DISEÑO DEL CONCRETO
- VI.- NOMENCLATURA Y DEFINICIONES
- VII.- DESARROLLO DEL PROCEDIMIENTO
- VIII.- CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 06 de octubre 1992.  
EL DIRECTOR.

ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

***"Floreció en las más brillantes cualidades de espíritu y los más generosos dones del corazón: vivió para educar..."***

.....  
Texto grabado en la humilde lápida que cubre el cuerpo de Ramón C. Robles, un maestro rural a quien mi padre me enseñó a admirar y a respetar.  
.....

Quiero dedicar este trabajo a todos mis maestros, desde el que me orientó con un consejo hasta el que me cimbró el corazón con su palabra escrita; a la memoria de muchos de ellos y a los que todavía pueden admirar las noches moteadas de estrellas. Nombraré a algunos:

Al maestro Cristóbal del cuarto año de primaria, de quien creí era el hombre más sabio de la Tierra.

A Norma, mi maestra de Ética, a quien tenía endiosada por sus conceptos filosóficos de la vida.

A don Erasmo Castellanos Quinto, quien me abrió el cofre de la belleza de la poesía.

A Felguerez Pani, a causa de quien, corría yo diez cuadras para alcanzar el último tranvía de media noche, todo por aferrarme a escuchar el epílogo de sus sabias disertaciones acerca del cosmos.

A Javier Barrios Sierra, todo un caballero, todo un hombre.

A ese genio indígena de nombre Nabor que dejaba embelezado a su internacional auditorio cuando exponía sus conceptos científicos y contestaba las preguntas en el idioma de su interlocutor: Al doctor Carrillo Flores.

AL INGENIERO JUAN OJEDA ROBLES, temido y respetado por todo los que le conocimos, los tijuanenses lo recordamos con mucho cariño.

A Enrique Ribero Borrel, a Marianito Hernández Barrenechea a Carlos Insunza.

*"Florció en las más brillantes cualidades de espíritu  
y los más generosos dones del corazón: vivió para  
educar..."*

**A Miguel de Cervantes, a Antoine de Saint Exupery, a Gibran Jalil Gibran.**

**Al profesor Limón a Margarita Ruiz, al profesor Marín Capaceta, a los Profesores Lin, Naaman, Ghali, Bachmann, Tadros y Abeles, a Heberto Castillo.**

**A Carlos, Raúl, Luis, Javier y Remo; banda de mosqueteros que me enseñaron perseverancia, con esto pago parte de mi deuda.**

**A la madre de todos los Huet, Tía Catita, quien me enseñó lo inconmensurable que puede ser un corazón.**

**A Rubén, Esperanza, Rodolfo, Carlos, César, Enrique y Pablo, quienes desde el infinito me siguen enseñando lo que es el amor de hermano.**

**A todos los educadores del mundo.**

**A Chayo, mi esposa... compañera incansable de mi vida; gracias por los tres regalos que me han enseñado que la felicidad se encuentra en el amor.**

**A Emma Huet de Escobar, quien además de regalarme el ser e iluminarme el camino durante un tramo de mi vida, me enseñó a deleitarme en lo sublime de la música y con su actuar me mostró lo que es comprensión.**

**A quien a pesar de haber asistido a una aula únicamente hasta el tercer grado de primaria, me emocionaba al relatarme pasajes de la Iliada, y me hacía saber de Platón, Juárez, Aristóteles, Vasconcelos, Jesucristo, Caruso, Hegel y tantos otros, al mismo que un día, consolándome al llevarle una queja de juventud me repitió lo que otro filósofo afirmó: "¿quieres conocer al hombre? Dale poder"; a la memoria del hombre que me hizo hombre... Rodolfo Escobar Velasco.**

# **Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto**

## *Capítulo Uno*

### *Introducción.*



La inquietud por realizar este trabajo no nació como un tema de tesis sino para sanar una preocupación al ver cómo se sigue preparando a los futuros profesionistas en las Escuelas de Ingeniería y Arquitectura de nuestro país, principalmente en lo que se refiere al conocimiento del concreto. Al platicar con egresados, invariablemente he encontrado en todos ellos un convencimiento absoluto, y digno de admirarse, de las teorías aprendidas en sus cursos, tanto cuando se trata del concreto reforzado como cuando se refieren al concreto presforzado; consideran al diseño elástico panacea en la solución de las estructuras reticulares, manejan a la perfección la fórmula de la escuadría; se saben de memoria todos y cada uno de los artículos de los Reglamentos de Construcción de su localidad y, por supuesto, del ACI, (American Concrete Institute) las limitaciones, los máximos y mínimos de las especificaciones de dichos códigos -que siguen al pie de la letra en su ejercicio profesional-, sin atreverse a faltar a uno solo de ellos, porque consideran que no acatarlo es signo de ignorancia.

Algunos estructuristas, especialistas en el diseño de estructuras de concreto presforzado, presumen de su conocimiento y señalan con énfasis que el concreto reforzado es cosa del pasado; otros, más sinceros, aceptan con toda modestia su desconocimiento de las técnicas y diseño de presfuerzo, en cambio demuestran manejar todas las fórmulas de diseño al límite del concreto reforzado, pero todos, invariablemente, coinciden en que el concreto reforzado y el concreto presforzado son como las frecuentemente mencionadas gimnasia y magnesia, es decir, no tienen nada que ver el uno con el otro; sin afirmar que lo dicho sea verdad en un 100%, estoy convencido de que es la generalidad en México.

Hace muchos años asistí al Primer Simposio sobre la Enseñanza del Concreto, fui con la curiosidad juvenil de escuchar a algunos prestigiados maestros: Roger Díaz de Cosío, Juan Casillas G. de León y otros. Se presentaron ponencias muy interesantes, de gran beneficio para la enseñanza del uso del concreto, era el tiempo en que en nuestro

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Uno



país estaba de moda el cambio de diseño elástico a diseño al límite en concreto reforzado y había una euforia por los cursos de concreto presforzado, con la teoría de Freyssinet. En esos años, en Europa ya se estudiaban las ventajas de combinar refuerzo presforzado con no presforzado, considero que todavía no se visualizaba el hecho de que de acuerdo al comportamiento de los materiales, se debería trabajar con un solo modelo.

No quedé defraudado del Simposio, aprendí mucho a pesar de que por lo menos el 30% del tiempo se perdió en discusiones estériles, como cuando se enfrascaban en disertaciones acerca de que que si el arquitecto esto o que si el ingeniero esto otro. Recuerdo cuando un arquitecto de apellido Baker afirmó: *"Sobre este aspecto quisiera aclarar lo siguiente: en la realización de una obra hay una etapa en la cual el arquitecto, que es el que diseña el proyecto, no puede estar de acuerdo con el ingeniero, en la ejecución pueden estarlo, pero el diseñador necesita tener un conocimiento y un determinado criterio para indicarle al ingeniero lo que tiene que hacer..."*

También el Arq. Jorge Molina Montes dijo:

*"La estabilidad de un edificio no depende de quién lo calcule (ingeniero o arquitecto), sino de la capacidad personal del individuo (que calcule); durante 12 años he utilizado los servicios de alumnos recién egresados de diversas Escuelas de Ingeniería y Arquitectura indistintamente; en general, podría decir que al salir de la escuela, tanto el arquitecto como el ingeniero, están preparados para realizar las tareas estructurales, pero no es suficiente que sean buenos calculistas, tienen que garantizar un factor de seguridad, y en este aspecto, el arquitecto recién egresado tiene más intuición que los recién egresados de la Escuela de Ingeniería..."*

## Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Copyright © 1998



Excuso decir que cada una de estas afirmaciones recibía su correspondiente contestación. No se llegaba a nada. Todo terminó cuando se puso de pie un gran maestro de quien yo no había oído hablar, el Ing. Alberto Gómez Junco del Instituto Tecnológico de Estudios Superiores de Monterrey, cortando todas esas discusiones intrascendentes contó la anécdota de una construcción en donde platicando con el maestro de obra, éste le decía:

*"Mire usted, yo no tengo problema con los armados, primero viene el ingeniero y me dice que las varillas van por arriba de la trabe, después viene el arquitecto y me ordena que las cambie a la parte baja, yo las pongo a la mitad y así doy gusto a los dos"*.

Después de tres minutos de carcajadas, todos los ponentes (arquitectos e ingenieros) se fueron a comer tomados de la mano.

No puedo dejar de transcribir lo que en una vieja grabación señaló el Arq. Félix Candela, quien dijo:

*"Soy escéptico en cuanto a que las cosas se puedan enseñar de una manera narrativa, las cosas se aprenden por cuenta propia en casa, durante toda la vida; los programas de las escuelas en general adolecen de un exceso de ambición. Se pretende enseñar demasiadas cosas, y además, se pretende enseñarlas en un tiempo cada vez más restringido; las técnicas que intervienen son cada vez más complicadas, su complicación en muchos casos es más aparente que real, hay muchísima gente en el mundo interesada en complicar las cosas o hacer que parezcan complicadas"*.

Más adelante agregó:

*"Siento mucho que mi contribución a este Simposio no sea muy constructiva, pues creo que la enseñanza en las escuelas, en general, no puede ser exhaustiva. En las*

## Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Candela, F. (1970)



*escuelas técnicas no podemos pretender, en sólo cinco años, hacer de un muchacho sin ninguna preparación -que no sabe ni siquiera lo que quiere estudiar- un profesional experto y eficiente, a lo único a lo que se puede aspirar es a preparar al muchacho para que pueda aprender después y enseñarle a resolver una serie de problemas prácticos que se le han de presentar en su vida profesional" .*

Al comentar un trabajo el Arq. Candela expresó:

*" En algunas ponencias se propone la enseñanza de cómo manejar los reglamentos, ésta quizá sea la forma más sencilla de instrucción, pero la que conduce al progreso más limitado. Soy absolutamente contrario a todos los reglamentos, me exasperan porque creo que son simples recetarios para obtener unas cuantas cosas que no son todas las que se pueden obtener, y que no nos permiten salirnos de la norma; es decir, un reglamento perfecto simplemente me parece imposible. Conozco cómo se elaboran los reglamentos de los comités del A C I, pues formo parte de uno de ellos, digo que es realmente desesperante la manera de trabajar de esos comités, porque se plantean una serie de opiniones y al final se llega siempre a una solución en la que no se dice algo que valga la pena " .*

De paso quiero confesar que en ese tiempo, con ansias de juventud, estaba muy motivado para estudiar las técnicas de construcción de cascarones de concreto, por lo que buscando buenos libros que trataran el tema, cayeron en mis manos tres. El primero es uno escrito por el Arq. Félix Candela, *La Teoría de la Membrana y su Aplicación a Cubiertas de Concreto*, cuyo título fue tal vez (no lo puedo recordar) lo que me decidió a adquirirlo, pues por los demás pensé: ¿qué me puede enseñar un arquitecto?; en cambio los otros dos, de autores europeos, están escritos por doctores en Ingeniería, ¡esos sí que eran buenos libros!, con entusiasmo pasaba hojas de desarrollo teórico, integrales triples, ecuaciones diferenciales parciales, ¡una maravilla!; sin embargo,

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo I No



conforme los estudiaba, al pasar el tiempo, comencé a entender que los modelos matemáticos estaban aplicados a un material que no es elástico ni nada que se le parezca, y que los maestros europeos (sobre todo el alemán), al escribir sus libros, se habían olvidado de cuál era el objetivo al que debían llegar o eran teóricos que no tenían nada que ver con la construcción real y práctica de un cascarón de concreto, por otro lado, por la forma de atacar los problemas en su libro y llegar a resultados simples y lógicos empezó a agigantarse en mi concepto y a crecer mi respeto por ese arquitecto de pelo demasiado corto que es Félix Candela.

Leyendo las memorias del Segundo Simposio acerca de la Enseñanza del Concreto, no encontré cambio alguno, sin embargo, quiero transcribir parte de lo que expresó otro gran maestro, el Dr. Emilio Rosenblueth:

*"La confusión entre medios y fines tiene graves implicaciones. El maestro que piensa que hay que enseñar y sólo enseñar, sin consideración acerca de lo que aprendan sus alumnos, cae fácilmente en la repetición de una rutina estéril. Los alumnos que están convencidos de que sólo aprenden si alguien los lleva de la mano, difícilmente devienen profesionales responsables".*

Más adelante dice:

*"Durante decenios se criticó a nuestras Escuelas y Facultades de Ingeniería de que no formaban Ingenieros Civiles sino estructuristas, usualmente especializados en concreto. Después, en varios de estos planteles nos dejamos llevar por la moda norteamericana de enseñar Ciencias de la Ingeniería, es decir, sólo generalidades básicas. La tendencia se fundaba en varios argumentos: es función de la escuela dar formación académica; lo inmediatamente aplicativo debe adquirirse en el trabajo mismo; el resultado de este viraje en orientación educativa fue insatisfactorio; se dice que si antes formábamos solo estructuristas, ahora ya no formamos nada..."*

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Continúa...



Luego el propio Emilio Rosenblueth señaló:

*"Reconociendo la importancia de aprender a aprender, bien entendido el proceso, no contradice el deseo de adquirir destrezas y conocimientos específicos. No se puede aprender a aprender en abstracto, se logra sólo en torno a un contenido particular..."*

Y concluye:

*"Si deseamos que mejore nuestra patria, nuestros esfuerzos en educación deben enfatizar no la enseñanza sino el aprendizaje y encausarse a que los técnicos sean técnicos, no ingenieros; los ingenieros, ingenieros, y que los grados académicos superiores no sustituyan a los títulos profesionales. La Enseñanza del Concreto no constituye la excepción"*

A fines de 1982 asistí al Tercer Simposio acerca de la Enseñanza del Concreto, y otra vez se habló mucho acerca de lo que deben abarcar los programas a nivel licenciatura, las enseñanzas prácticas en los laboratorios, la necesidad de investigación de los problemas, etcétera, todo ello de beneficio indudable para nuestros futuros profesionistas; sin embargo, cuando se presentaron los programas específicos de enseñanza, el tema número uno era lo referente al Concreto Reforzado y en el tema número 18, en una clase o como apéndice se veía algo referente al Concreto Presforzado; una vez más la diferenciación de la gimnasia y la magnesia. Quiero señalar que también se habló de la necesidad (no sé por qué), de enseñar a los muchachos que los concretos a base de cementos eran lo máximo, y todavía más, en la ponencia "Análisis Prospectivo de la Industria del Cemento Hasta el Año 2000" se indica la cifra multimillonaria de utilidades que en venta de cemento beneficiará a los mexicanos.

Del Simposio, dos pláticas dejaron profunda huella en mi formación: una, la del maestro Moreno Pesero, que empezó diciendo: *"Es conocido el hecho de que quien no practica lo que aprende, lo olvida, y esta consideración sencilla en su presentación,*

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Uno



*pero profunda en su significación, adquiere importancia fundamental en el resultado que se obtiene al hacer las cosas bien, regular o mal"; la otra, cuando el Doctor Esteva Maraboto dijo: "Los ingenieros que necesitamos, deben ver el diseño estructural como algo más amplio y creativo, que sólo seguir con rigor los algoritmos y procedimientos especificados por ciertas normas; el ingeniero que se conforma con esto no es diferente en actitud a un técnico de laboratorio, capaz de efectuar pruebas de materiales con toda precisión de acuerdo a rígidos procedimientos estándar; de un ingeniero debemos esperar habilidades y aptitudes más críticas y creativas". Esto me hizo recordar la dedicatoria con que inició un libro otro gran maestro: A los ingenieros que, antes que seguir a ciegas los códigos de construcción, anhelan aplicar las leyes de la naturaleza".*

Después de este simposio, he buscado alguna otra reunión de este nivel respecto a la Enseñanza del Concreto, he leído los programas de cursos de concreto de algunas de nuestras instituciones educativas y veo que se siguen los esquemas tradicionales; he buscado en la principal revista técnica especializada de nuestro país y no encuentro cambio en los métodos marcados por los reglamentos, ni la menor inquietud en ese sentido, por lo que considero que existe un estancamiento en tema tan importante. Estoy convencido de que ese criterio debe cambiar unificando la forma de presentar los modelos matemáticos del diseño del concreto, llámese reforzado o presforzado, hay que enseñar a los futuros ingenieros a captar la forma de comportamiento de los materiales, enseñarlos a investigar, a pensar y así tratar de rescatar el sentido original de nuestra profesión: *"Que el ingeniero aplique la habilidad creadora y los conocimientos científicos para la solución de los problemas en beneficio de la humanidad y por la preservación de la naturaleza"*. Este trabajo es un ensayo de lo que puede hacerse al respecto.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo 1



**Pido benevolencia a mis maestros por los conceptos vertidos en esta introducción, asegurándoles que siempre he tenido gran respeto por las instituciones, los industriales y sobre todo, por el profesional en esta materia.**



# **Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto**

## *Capítulo Dos*

### *Revisión Histórica del Concreto.*



Desde la época de los griegos, los romanos y en civilizaciones más antiguas, se utilizaron los concretos y los morteros aprovechando sus propiedades cementantes, sin embargo, en esos tiempos nunca se combinaron con otro material. El nacimiento y desarrollo de las estructuras de concreto reforzado está ligado indiscutiblemente a las necesidades de vida material de la sociedad; al desarrollo de las fuerzas productivas y al creciente incremento de la edificación.

La aparición del concreto reforzado se inicia en el periodo de crecimiento acelerado de la industria, el comercio y el transporte, hacia la segunda mitad del siglo XIX, cuando surgió la necesidad de construir un gran número de plantas, fábricas, puentes, puentes y otras obras. Ya existía la posibilidad técnica de hacer concreto reforzado pues la industria del cemento y la siderurgia se hallaban suficientemente desarrolladas; cabe mencionar que los dos materiales modernos que en mayor o menor grado se utilizaban con fines estructurales -el fierro y la madera-, tienen características similares tanto trabajando a tensión como a compresión; al contrario del concreto que es totalmente diferente.

La resistencia del concreto a la compresión es mucho mayor que su resistencia a la tensión; por ello, si se le quería utilizar solo, se le encontraban severas limitaciones para muchos de los usos estructurales, pues no resultaba una solución económica en cualquier estructura que exigiera tensión. Por esta razón, casi desde que se empezó a utilizar el concreto nació la idea de combinarlo con otros materiales que resistieran la tensión, el fierro fue el material ideal para solucionar este inconveniente.

#### **ALGUNOS ANTECEDENTES**

En 1801, F. Coignet publicó su tratado de los principios de la construcción, reconociendo en él la debilidad del concreto respecto a la tensión. J.L. Lambot, en

# **Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto**

## *Capítulo Dos*

### ***Revisión Histórica del Concreto.***



Desde la época de los griegos, los romanos y en civilizaciones más antiguas, se utilizaron los concretos y los morteros aprovechando sus propiedades cementantes, sin embargo, en esos tiempos nunca se combinaron con otro material. El nacimiento y desarrollo de las estructuras de concreto reforzado está ligado indiscutiblemente a las necesidades de vida material de la sociedad; al desarrollo de las fuerzas productivas y al creciente incremento de la edificación.

La aparición del concreto reforzado se inicia en el periodo de crecimiento acelerado de la industria, el comercio y el transporte, hacia la segunda mitad del siglo XIX, cuando surgió la necesidad de construir un gran número de plantas, fábricas, puertos, puentes y otras obras. Ya existía la posibilidad técnica de hacer concreto reforzado pues la industria del cemento y la siderurgia se hallaban suficientemente desarrolladas; cabe mencionar que los dos materiales modernos que en mayor o menor grado se utilizaban con fines estructurales -el fierro y la madera-, tienen características similares tanto trabajando a tensión como a compresión; al contrario del concreto que es totalmente diferente.

La resistencia del concreto a la compresión es mucho mayor que su resistencia a la tensión; por ello, si se le quería utilizar solo, se le encontraban severas limitaciones para muchos de los usos estructurales, pues no resultaba una solución económica en cualquier estructura que exigiera tensión. Por esta razón, casi desde que se empezó a utilizar el concreto nació la idea de combinarlo con otros materiales que resistieran la tensión, el fierro fue el material ideal para solucionar este inconveniente.

#### **ALGUNOS ANTECEDENTES**

En 1801, F. Coignet publicó su tratado de los principios de la construcción, reconociendo en él la debilidad del concreto respecto a la tensión. J.L. Lambot, en

# Un procedimiento unificante para el Diseño del Concreto

Donato Sar



1850, construyó por primera vez una barca pequeña de concreto para exhibirla en la Feria Mundial de París en 1855. Se tiene conocimiento de que también en 1855 el Sr. R.G. Hartfield hizo pruebas estructurales en elementos de concreto combinándolo con fierro. Para 1875, W.G. Ward publicó trabajos acerca de la combinación de los dos materiales; a partir de ese momento, muchos investigadores empezaron a experimentar acerca del comportamiento de la unión del concreto con refuerzo a base de fierro: Monier (1855-1877) en Francia es uno de los mejores ejemplos de ello.

Hasta la última década del siglo XIX se inició la experimentación y la creación de las primeras bases teóricas para calcular el concreto reforzado; en el inicio, el avance fue sumamente lento y entorpecido porque cada investigador patentaba su particular sistema; a continuación describiremos algunos de ellos:

## **SISTEMA MONIER**

Un comienzo pintoresco de la industria del concreto reforzado está basado en la historia, cuando alrededor de 1876, el jardinero francés Jean Monier usó una malla de alambre como medio sobre el cual colar sus macetones para flores y arbustos, dándose cuenta de que este procedimiento podía ser extendido a otros usos llamó en su ayuda a ingenieros y capitalistas, quienes desarrollaron el Sistema Monier de Construcción. Éste consiste en ahogar en el concreto dos juegos de varillas colocadas en ángulo recto una a otra, amarrando con alambre las varillas de los juegos en todas sus intersecciones; el juego principal de varillas, destinado a resistir la tensión, corre en la dirección del mayor esfuerzo de flexión, estas varillas estaban espaciadas a una distancia de entre cinco y diez centímetros entre sí; las varillas perpendiculares son para ayudar en la distribución del esfuerzo y podían ser de menor diámetro. En un arco se usaban dos sistemas de mallas, uno próximo al intrados y el otro junto al extrados. Con este sistema fueron construidos algunos arcos muy atrevidos para esa época, se

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Dos



incluyeron tres puentes en Suiza, uno de ellos con 39 metros de claro, 3.35 metros de altura, 17 centímetros de grueso en la corona y 25 centímetros en los arranques.

En Austria, en 1890 fue probado un arco de 10 metros de claro, 1 metro de altura, 4 metros de ancho, 15 centímetros de grueso en la corona y 29 centímetros en los arranques colocando al centro del claro una locomotora de 53 toneladas, el que finalmente falló en los arranques bajo una carga de 8000 kg/m<sup>2</sup> sobre la mitad de la superficie del puente.

## **SISTEMA ROEBLING**

La característica de este sistema, que en términos generales se asemeja al Monier, es el uso de malla de alambre. Su aplicación se encuentra principalmente en la construcción de entrepisos y se usan dos métodos distintos: una malla de alambre con varilla de acero entretejidas para dar rigidez, se coloca entre los patines inferiores de las vigas principales I de la losa formando una cimbra arqueada permanente; el concreto llena todo el espacio hasta el nivel superior de las vigas I.

El otro método es aplicable a cargas más ligeras. A intervalos adecuados, arriba y abajo de las vigas I, se colocan soleras soldadas a los patines de los que sujetan las mallas, una delgada capa de concreto se extiende en la malla superior cubriendo las soleras y otra de yeso se aplica a la inferior para formar el cielo raso, en este caso es usual emplear concreto ligero (como la Tridilosa actual).

## **SISTEMA WUNSCH**

Este sistema inventado por el húngaro Robert Wunsch en 1884, consiste en dos elementos de fierro ahogados también en el concreto, uno de ángulo y otro de placa, horizontal y continuo el superior, unidos con remaches en la corona y rígidamente

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo 10



conectados en los extremos por un estribo vertical. Un puente de este tipo, construido en Neuhausel, Hungría, con trece sistemas de nervaduras de arco, consiste de seis claros de 17 metros cada uno, 1.13 metros de altura, 25 centímetros de grueso en la corona y un ancho total de seis metros.

## **SISTEMA MELAN**

Este sistema inventado por el ingeniero austriaco Joseph Melan, consta de nervaduras arqueadas entre los apoyos de los puentes o entre traveses en la construcción de losas, llenando de concreto los espacios entre las cubiertas nervadas. Usualmente se utilizaban vigas I de acero curvadas en la forma adecuada para armadura, aún cuando en algunos puentes grandes se han empleado patines de fierro ángulo conectados con celosía que llegan hasta los arranques y conectan con otros perfiles estructurales firmemente ahogados en el concreto. Puentes grandes en E.U., construidos bajo este sistema, son: el puente de cinco claros en Topeka, Kansas, y el de tres claros en Paterson, Nueva Jersey.

## **SISTEMA THACHER**

Una modificación del sistema Melan es el inventado y patentado por el Sr. Edwin Thacher en el que pares de varillas de acero ahogadas en el concreto cerca de los intrados y extrados del arco y empotradas en los arranques, pueden estar conectadas con pernos, aún cuando parece que la idea original del Sr. Thacher fue que no hubiera conexión (excepto por medio del concreto) entre las varillas de cada par, y que estas tuvieran salientes en forma de cabezas de remaches, orejas o clavijas para aumentar la adherencia con el concreto. Un poco después diseñó una forma especial de varilla laminada con salientes que sirvieran para el mismo propósito, siendo este el principio de la varilla corrugada. Varios puentes fueron contruidos bajo este sistema, entre ellos destaca el de Goat Island en las Cataratas del Niagara, uno de cuyos claros es de 33.55 metros.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Concreto y Acero



## **SISTEMA RANSOME**

Una de las primeras patentes emitidas en Estados Unidos para un método del uso de la combinación concreto-ferro fue la expedida en 1884 al Sr. E.L. Ransome. La característica valiosa de este sistema es el uso de una varilla de sección cuadrada que ha sido torcida en frío. Este torcimiento no sólo asegura buena adherencia entre el concreto y el ferro, de hecho incrementa la resistencia de la varilla (la TOR hecha en nuestro país). Este sistema fue muy utilizado en trabes de edificios con varillas torcidas como elementos de tensión a los que se les daba una ligera inclinación hacia arriba desde el centro a los extremos.

En la construcción de puentes de arco, muchos de los sistemas diferentes son simples modificaciones del Melan; el perfil de los elementos de acero puede tener diferentes formas y las nervaduras del arco pueden variar para adecuar la idea de los inventores.

## **SISTEMA A BASE DE METAL DESPLEGADO**

El metal desplegado está hecho de lámina de acero a la que en toda su superficie se le cortan pequeñas y regulares incisiones paralelamente al grano y extendiendo la lámina perpendicularmente a las incisiones, resultando una red con aberturas en forma de diamante. La lámina puede ser de todos los gruesos, hasta de seis milímetros, y las aberturas hasta de 15 centímetros.

El uso del metal desplegado se introdujo en la construcción concreto-acero a principios de siglo XX. Como en los sistemas Monier y Roebling, la rigidez y resistencia de la estructura eran incrementadas con el uso de varilla en conexión con el metal desplegado, cuyo principal efecto útil era la redistribución de esfuerzos. Las varillas de acero usadas por la San Luis Expanded Metal Fireproofing Co. en conexión

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Dos



con el metal desplegado eran de sección cuadrada con corrugado en su periferia, que servía únicamente para evitar el deslizamiento de la varilla en el concreto sin aumentar su resistencia. Las aplicaciones de este sistema incluía tubo, muros y losas de edificio.

### SISTEMA HENNEBIQUE

En este sistema, las varillas están colocadas en pares, una encima de la otra en un plano vertical; en traveses, la varilla del lado de la tensión es recta, mientras la otra del par es horizontal, en el centro del claro por una distancia corta, continuando inclinada hacia arriba hasta los apoyos de la viga. Este sistema se usó en la construcción de puentes de arco y de traveses rectos en las que sus características distintivas están mejor expuestas. Un hermoso arco logrado con este sistema es el puente sobre el río Vienne en Chatellerault, Francia, con tres claros, de los que el central tiene 50 metros de largo y 4.78 metros de flecha, 4 nervaduras de 51 centímetros de peralte sostienen el camino de 7.62 metros de ancho soportando con columna la estructura entre arco y arco.

### SISTEMA KAHN

Esta técnica es similar a la Hennebique, el rasgo distintivo es el cuidado tomado para prevenir los esfuerzos cortantes o la combinación de tensión y cortante, que no se toma con una sola barra sino con varias a 45 grados de inclinación. Con los sistemas Kahn y Hennebique, no sólo se estaban resolviendo los problemas de flexión sino también los de tensión diagonal. Las ventajas son la adherencia y la manera completa en que todos los esfuerzos de tensión pueden ser neutralizados. Al efectuar un análisis de todos estos sistemas, la deducción más importante señala que todos los autores continuaban con la idea de usar la natural forma estructural utilizada por milenios: *el arco*, estructura que básicamente trabaja a compresión y la única que consideraban

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Dos



confiable mientras no se encontrarán otras soluciones; con variantes insignificantes en los diferentes sistemas, los innovadores estaban convencidos de que este nuevo material revolucionaría la industria de la construcción con la enorme ventaja de su moldeabilidad, simplemente *reforzando* el concreto con elementos de fierro para esfuerzos accidentales de tensión en los arcos, lógicamente con una carga muerta mucho menor, pues era demasiado pronto para imaginar siquiera que dichos elementos de fierro pudieran absorber el total de la tensión generada si se eliminara el arco. No fue sino hasta la aparición de los sistemas Hennebique y Kahn que los investigadores diseñaron el refuerzo mucho más racionalmente, tal como lo describen los datos de patente y sin recurrir al arco como estructura, es decir, que si los representamos en una viga, tenemos lo siguiente:



**PATENTE KAHN**



**PATENTE HENNEBIQUE**

Se puede considerar que la etapa de asimilación del concreto reforzado abarca

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Dos



desde la última década del siglo XIX hasta la primera década del siglo XX, el concreto se utilizaba aisladamente en los países suficientemente desarrollados como Inglaterra, Francia, Alemania, Rusia, Estados Unidos, etcétera. El concreto reforzado en esa época se utilizó en los entresijos de edificios, tubos, túneles, pozos, muros, tanques, puentes, viaductos, obras de fortificación etcétera.

En el inicio, Estados Unidos iba atrás en el desarrollo teórico y experiencias respecto a los europeos, lo mismo que Rusia; las estructuras en concreto reforzado en Rusia se desarrollaron bajo la influencia de la experiencia extranjera. En ese país tuvieron gran importancia los experimentos con modelos en escala 1:1 de estructuras hechas por técnicos rusos, que iban todavía atrás de las experiencias de los europeos, (los alemanes y los franceses básicamente). Al terminar la época de asimilación de las técnicas del concreto reforzado, ocurrieron progresos considerables, de tal manera que en 1910 ya se había establecido el Comité Alemán del Concreto Reforzado, el Comité Austriaco del Concreto, el Instituto Británico del Concreto y el Instituto Americano del Concreto.

A fines de los años veinte, en la Unión de Repúblicas Socialistas Soviéticas, ya existían códigos para reglamentar el uso de estos materiales; muchos edificios, puentes, tanques de líquidos, etcétera, hechos de concreto reforzado, ya existían al inicio de los veinte y la era del presfuerzo lineal y circular ya había empezado.

Los avances en el análisis, diseño y construcción del concreto reforzado y presfuerzo dieron como resultado un sinnúmero de modelos matemáticos, algunos descabellados, tal como se relata en el siguiente capítulo, y otros siguiendo caminos racionales que todavía se utilizan en nuestros días. Las teorías de diseño al límite se plantearon en la Unión Soviética, antes de 1938, ya que en ese año se reglamentó la

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Dos



forma de diseñar el concreto reforzado en un solo modelo matemático independientemente de que éste fuera concreto reforzado o concreto presforzado. En Inglaterra y en Estados Unidos, la teoría de diseño al límite se inicia en los cuarenta, pero sin reglamentarse; esta teoría empieza a formar parte de las normas de varios países del mundo. Se inicia la era de los aceros de alta resistencia, varillas de refuerzo con fluencia mayor a  $4,200 \text{ kg/cm}^2$ , se inicia también la producción de aceros de presfuerzos con resistencias últimas mayores a los  $15,000 \text{ kg/cm}^2$ .

Todos estos avances en la industria y muchas investigaciones teóricas y experimentales realizadas en particular en las últimas cuatro décadas dieron como resultado teorías y normas que se llevan a la práctica en cada uno de los países más avanzados. Por lo tanto, era necesario plantear un método simplificado para entender el comportamiento estructural de los elementos de concreto reforzado. Con el desarrollo de la construcción se hicieron más evidentes los defectos de calcular el concreto reforzado como material elástico por esfuerzos de trabajo; para superarlos se iniciaron en diferentes países las tesis básicas de la nueva teoría para calcular el concreto reforzado según diseño al límite. En esa teoría se considera que al flexionar un elemento de concreto reforzado en la fase de ruptura como desarrollo de las deformaciones plásticas del acero y del concreto, los esfuerzos llegan a su valor límite que precisamente determina la magnitud del momento de ruptura.

Para verificar esta nueva teoría en los diferentes laboratorios del mundo, las estructuras de concreto reforzado fueron analizadas con bastos ensayos, se constituyeron investigaciones teóricas que permitieron iniciar el fundamento principal de la nueva teoría de diseño al límite.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo 2.1



Paralelamente a esa idea de reforzar el concreto nace otra, otro camino, reforzar el concreto a base de armado tensado para provocar esfuerzos de compresión al soltar este armado dentro del concreto endurecido; a estos sistemas se les llamó originalmente *Concreto Presforzado*.

La idea de presforzar concreto comenzó a ser discutida a fines del siglo XIX por Jackson en los Estados Unidos (1886) y Dohring en Alemania (1888). Sin embargo, los primeros experimentos no tuvieron éxito, la falla principal se debió a que se omitió evaluar el efecto del escurrimiento plástico y la contracción del concreto; y debido a que en aquel entonces no había disponibles aceros de alta resistencia con suficiente capacidad de deformación. No fue sino hasta 1925 que el español Eduardo Torroja utilizó por primera vez torones de acero de alta resistencia para comprimir las dobelas del acueducto Tempul. Inmediatamente después, la aplicación de acero de alta resistencia en estructuras de concreto comenzó a ser explorada en Francia por Eugenio Freyssinet en una serie de estructuras importantes.

Durante el periodo que antecedió a la Segunda Guerra Mundial, se consideró que la principal ventaja del presforzado era el contrarrestar la carga muerta por medio de fuerzas permanentes de presfuerzo y la modificación de los esfuerzos en el concreto bajo carga viva a manera de eliminar totalmente el agrietamiento y permitirle funcionar como un material homogéneo; esta era la idea de Eugenio Freyssinet.

Sin embargo, en 1939, un énfasis distinto apareció en una propuesta hecha por el austriaco H. Von Emperger, quien sugirió que debía añadirse un pequeño número de alambres presforzados de acero de alta resistencia a las varillas normales de resistencia media en el concreto reforzado. Su objetivo no era eliminar el agrietamiento -que él consideró deseable por la flexibilidad que confiere el concreto reforzado-, sino

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Dos



incrementar la carga de servicio admisible reduciendo el esfuerzo efectivo en el refuerzo. Al año siguiente, Paul W. Abeles, quien había sido alumno de Emperger, ratificó la sugestión en un artículo titulado "Ahorrando refuerzo presforzando" .

La propuesta de Abeles despertó inmediatamente críticas cuantiosas por parte de Eugenio Freyssinet y un número de ingenieros comprometidos con el desarrollo del concreto presforzado en su concepto original, surgió entonces una controversia largamente publicada en las revistas técnicas en la que se arguyó que muchas de las ventajas del presfuerzo se perderían, que habría agrietamiento severo y que las ventajas económicas de la propuesta eran dudosas o inexistentes. Esta posición inicial de Freyssinet había sido expresada en varias ocasiones, particularmente en una conferencia en Londres en 1949, ante la Institution of Civil Engineers en la que llanamente declaró: *"...relativo a una condición de carga dada, una estructura es o no es presforzada, no hay términos medios entre concreto reforzado y concreto presforzado, cualquier sistema intermedio es igualmente malo, se vea como estructura reforzada o como estructura presforzada, y no tiene importancia"*. Durante años, ambos lados de la controversia defendieron vigorosamente sus argumentos, pero la tecnología del presfuerzo estaba todavía en su infancia por lo que no era posible discutir en forma significativa los factores económicos y tampoco había datos experimentales comprobados, por lo que Abeles terminó la controversia diciendo: *"Dependerá de pruebas de laboratorio para demostrar que mis ideas son correctas."*

Más tarde Freyssinet modificó su posición aceptando que esfuerzos de tensión de 50 kg/cm<sup>2</sup> podrían y ciertamente deberían ser permitidos en estructuras de puentes.

Su prestigio y sus logros eran tan grandes en ese periodo, que una declaración como la que hizo influyeron para siempre y positivamente en el desarrollo del presfuerzo parcial .

# Un procedimiento unificado para el Diseño del concreto

Capítulo 2.º



En Inglaterra (1949), en la reconstrucción de puentes destruidos durante la Segunda Guerra Mundial, varios de ellos fueron diseñados permitiendo esfuerzo de tensión de  $35 \text{ kg/cm}^2$  en el concreto a carga de servicio, en contraste con la estructura normal totalmente presforzada en ese tiempo en que no se permitía esfuerzo de tensión de acuerdo a la filosofía de Freyssinet. Las pruebas mostraron consistentemente que en este tipo de viga con alambres pretensados bien distribuidos, las grietas no se hicieron visibles hasta que el esfuerzo de tensión fue más o menos el doble del calculado ( $70 \text{ kg/cm}^2$ ).

En 1952 fueron utilizadas vigas parcialmente presforzadas con cables postensados para la cubierta de una estación de carga en Bury St., Edmunds, Inglaterra.

Para 1960 había tenido lugar en Inglaterra un considerable desarrollo y uso del concreto parcialmente presforzado, aunque limitado casi enteramente a los trabajos de Abeles en asociación con la Región Este de los Ferrocarriles Británicos, y la controversia que ya llevaba 20 años había concluido.

En 1951 la Institution of Structural Engineers publicó su primer informe muy progresista, sus autores estaban ansiosos por no limitar el desarrollo idóneo del presfuerzo y adoptaron una actitud liberal en cuanto al "presfuerzo parcial". Se identificaron tres tipos de estructuras presforzadas:

- 1.- Estructuras en las que debería evitarse la posibilidad de fisuras al aplicarles cargas.
- 2.- Estructuras en las que pudieran ser permitidas fisuras bajo cargas vivas máximas, lo cual no es frecuente que ocurra.

## Un procedimiento

## unificado para el Diseño del Concreto

Centros de



En Inglaterra (1949), en la reconstrucción de puentes destruidos durante la Segunda Guerra Mundial, varios de ellos fueron diseñados permitiendo esfuerzo de tensión de  $35 \text{ kg/cm}^2$  en el concreto a carga de servicio, en contraste con la estructura normal totalmente presforzada en ese tiempo en que no se permitía esfuerzo de tensión de acuerdo a la filosofía de Freyssinet. Las pruebas mostraron consistentemente que en este tipo de viga con alambres pretensados bien distribuidos, las grietas no se hicieron visibles hasta que el esfuerzo de tensión fue más o menos el doble del calculado ( $70 \text{ kg/cm}^2$ ).

En 1952 fueron utilizadas vigas parcialmente presforzadas con cables postensados para la cubierta de una estación de carga en Bury St., Edmunds, Inglaterra.

Para 1960 había tenido lugar en Inglaterra un considerable desarrollo y uso del concreto parcialmente presforzado, aunque limitado casi enteramente a los trabajos de Abeles en asociación con la Región Este de los Ferrocarriles Británicos, y la controversia que ya llevaba 20 años había concluido.

En 1951 la Institution of Structural Engineers publicó su primer informe muy progresista, sus autores estaban ansiosos por no limitar el desarrollo idóneo del presfuerzo y adoptaron una actitud liberal en cuanto al "presfuerzo parcial". Se identificaron tres tipos de estructuras presforzadas:

1.- Estructuras en las que debería evitarse la posibilidad de fisuras al aplicarles cargas.

2.- Estructuras en las que pudieran ser permitidas fisuras bajo cargas vivas máximas, lo cual no es frecuente que ocurra.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo 10



En Inglaterra (1949), en la reconstrucción de puentes destruidos durante la Segunda Guerra Mundial, varios de ellos fueron diseñados permitiendo esfuerzo de tensión de  $35 \text{ kg/cm}^2$  en el concreto a carga de servicio, en contraste con la estructura normal totalmente presforzada en ese tiempo en que no se permitía esfuerzo de tensión de acuerdo a la filosofía de Freyssinet. Las pruebas mostraron consistentemente que en este tipo de viga con alambres pretensados bien distribuidos, las grietas no se hicieron visibles hasta que el esfuerzo de tensión fue más o menos el doble del calculado ( $70 \text{ kg/cm}^2$ ).

En 1952 fueron utilizadas vigas parcialmente presforzadas con cables postensados para la cubierta de una estación de carga en Bury St., Edmunds, Inglaterra.

Para 1960 había tenido lugar en Inglaterra un considerable desarrollo y uso del concreto parcialmente presforzado, aunque limitado casi enteramente a los trabajos de Abeles en asociación con la Región Este de los Ferrocarriles Británicos, y la controversia que ya llevaba 20 años había concluido.

En 1951 la Institution of Structural Engineers publicó su primer informe muy progresista, sus autores estaban ansiosos por no limitar el desarrollo idóneo del presfuerzo y adoptaron una actitud liberal en cuanto al "presfuerzo parcial". Se identificaron tres tipos de estructuras presforzadas:

- 1.- Estructuras en las que debería evitarse la posibilidad de fisuras al aplicarles cargas.
- 2.- Estructuras en las que pudieran ser permitidas fisuras bajo cargas vivas máximas, lo cual no es frecuente que ocurra.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Dos



**3.- Estructuras en las que las fisuras capilares visibles pueden ser permitidas bajo cargas de trabajo que ocurran frecuentemente.**

El primer tipo fue recomendado para carga de impacto, bajo la cual no hay ningún esfuerzo de tensión a la flexión en el concreto. Para estructuras que retienen líquidos estaba especificado un factor de carga de 1.25 contra agrietamiento.

En el segundo tipo se requería que en el concreto no ocurrieran esfuerzos de tensión mientras estuviera sujeto únicamente a su carga muerta, pero con la carga viva actuaba el esfuerzo de tensión sobre la flexión, obteniéndose fisuras.

En estructuras presforzadas del tercer tipo, el diseño estaba basado únicamente en la carga última y no se requería considerar los esfuerzos en el concreto bajo cargas de servicios, ya que no había peligro de fuego, corrosión o fatiga.

El Primer Reglamento Standard Británico de Construcción para Concreto Presforzado apareció en 1959. En este documento los esfuerzos permisibles de tensión variaban entre 12 y 35 kg/cm<sup>2</sup> dependiendo de la duración o frecuencia de la ocurrencia de la carga máxima, la resistencia del concreto y el tipo de presfuerzo, ya fuera pretensado o postensado. Bajo ciertas condiciones este valor podía ser incrementado y estaba permitido un esfuerzo no especificado de tensión calculado más alto cuando la carga máxima de trabajo fuera excepcionalmente grande en comparación con la carga normalmente soportada previendo que bajo condiciones normales el esfuerzo fuera de compresión para asegurar el cierre de cualquier fisura que pudiera haber ocurrido.

La aplicación del reglamento anterior se usó en edificios de concreto presforzado, pero la aplicación del presforzado parcial en estructuras de puentes no estaba permitida

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo 1.1



por las especificaciones del Ministerio Británico del Transporte, y por muchos años, bajo condiciones de carga de trabajo, fueron excluidos incluso modestos esfuerzos de tensión en el concreto. En el primer informe británico y el Reglamento Inglés de 1959, no estaba definido el límite de "presforzado parcial" por el esfuerzo de tensión en el concreto, suponiendo que no hubiera agrietamiento por el esfuerzo de tensión en el refuerzo presforzado o sin presforzar, calculado como sección agrietada. El esfuerzo permisible en los aceros de refuerzo bajo carga muerta y viva en reforzado no presforzado era  $1600 \text{ kg/cm}^2$ .

En 1972 apareció en Inglaterra un nuevo reglamento que combinó en un volumen las reglas de diseño para concreto reforzado y presforzado aunque sin llegar a un tratamiento del todo unificado. Siguiendo las propuestas admitidas por el CEB fueron definidas tres clases de estructuras de concreto presforzado. Estas fueron:

**Clase 1.** - Estructuras en las que no estaba permitido esfuerzo de tensión en el concreto bajo carga de servicio (presforzado total).

**Clase 2.** - En las que estaba permitido un limitado esfuerzo de tensión, pero en las que no debería haber fisuras visibles (esto era llamado alguna veces presforzado limitado).

**Clase 3.** - Estructuras en las que estaban permitidas fisuras de ancho controlado ( $0.2\text{mm}$ ) en el concreto bajo carga de servicio (presforzado parcial).

El Reglamento de Construcción del ACI (ACI-318-89) también acepta un esfuerzo de tensión hipotético y permite un acercamiento a un valor de  $3.2\sqrt{f'_c} \text{ Kg/cm}^2$  con un factor de seguridad en relación al recubrimiento mínimo y verificación de

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Dos



la flecha. La aceptación de esfuerzos de tensión en este Reglamento implícitamente acepta el presfuerzo parcial .

Por otra parte, en Suiza, las medidas para presfuerzo parcial en el reglamento de 1968 fueron adoptadas con entusiasmo; durante la década siguiente y para 1980, la mayoría de las estructuras de concreto habían sido proyectadas en esta forma con resultados altamente satisfactorios, sin que se hayan reportado casos de daños imputables al presfuerzo parcial. Las estructuras construidas incluyeron viaductos carreteros importantes en los Alpes y el presforzado parcial probó ser ventajoso para la construcción de puentes a base de dobelas con el sistema de colado en cantiliver. La nueva filosofía suiza de diseño, y la favorable experiencia de su aplicación, produjo una renovación del interés en otros países europeos, en forma notable en Alemania, Holanda y Bélgica, en relación a defectos que habían surgido en algunas estructuras presforzadas construidas en la década de los sesenta conforme a los principios del presforzado total.

Mientras tanto, los ingenieros suizos habían llegado a la conclusión de que, aún bajo carga permanente, fisuras capilares bien distribuidas podían ser aceptadas en estructuras presforzadas como las descritas por la clase 3 del CEB. Por consiguiente, el Reglamento de Diseño SIA 162 (1981) propuso un solo requisito cubriendo los esfuerzos en elementos totalmente presforzados, elementos reforzados y parcialmente presforzados y el incremento de esfuerzos en elementos presforzados y parcialmente presforzados. Los esfuerzos permisibles se relacionan únicamente con la separación del refuerzo no presforzado cercano a la cara de tensión entre los límites de 950 a 2,800 kg/cm<sup>2</sup> para espaciamiento de varillas entre 30 y 5 cm. Indudablemente, en el mundo, Suiza ha ido a la cabeza en la aplicación del presfuerzo parcial .

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Dos



Este reglamento Suizo SIA 162 proporcionó reglas eficientes para el diseño de estructuras estáticamente determinadas, así como indeterminadas, tanto de edificios como caminos y puentes vehiculares y de ferrocarril. Este desarrollo estuvo apoyado, entre otros factores, por conceptos de diseño tanto como por investigaciones teóricas y prácticas que habían sido completadas o estaban muy adelantadas en el Instituto de Ingeniería Estructural del Instituto Federal de Tecnología de Suiza en Zurich.

Un rasgo característico del concreto parcialmente presforzado es el hecho de tolerar hasta cierto grado las fisuras bajo condiciones de carga de trabajo. Estas fisuras son la consecuencia de precomprimir la zona de tensión de una viga o losa a un grado deliberadamente menor que el requerido para presfuerzo total. Al hacerlo así, los efectos secundarios indeseables del presfuerzo total, tales como el severo escurrimiento plástico, pérdida sustancial de presfuerzo y deflexiones hacia arriba o hacia abajo, de gran magnitud, debido a la excentricidad del presfuerzo, pueden ser reducidas considerablemente o anuladas del todo.

Por lo demás, las fisuras finas y bien distribuidas no hacen ningún daño.

Concluimos este capítulo relacionando algunas de las patentes más notables en concreto presforzado o parcialmente presforzado lógicamente con diversos objetivos, diversos procesos y maneras de lograr el presfuerzo, teniendo en cuenta que no existían los elementos ni los materiales para realizarlo de una manera efectiva, pero precisamente estos intentos y fracasos fueron dando la pauta de lo que ahora conocemos como concreto presforzado. Algunas de las más notables son:

La patente Construction of Artificial Stone and Concrete Pavements de P.H. Jackson, de San Francisco 1888, por ser la más antigua relacionada con el presfuerzo,

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo III



en la que describe varios métodos de tensado del armado de trabes; básicamente eran tensores anclados por medio de templadores, tuercas, cuñas, etcétera.

La idea de contrarrestar la deformación ocasionada por la carga por medio del presfuerzo fue expresada por primera vez por el austriaco J.Mandl, quien en 1896 se propuso utilizar lo más posible la resistencia del concreto, reduciendo tanto los esfuerzos de tensión del concreto bajo carga a un límite establecido así como el agrietamiento. Con el mismo objetivo de J.Mandl, M. Koenen en 1907, en Berlín, empleó también pretensado antes de colar, fue el primero en utilizar gatos hidráulicos para realizarlo; todavía con la misma idea, el noruego J.G.F. Lund, en 1907, y el americano C.R. Steiner, en 1908, iniciaron el postensado por medio de varillas con rosca en los extremos, y tuercas y rondanas para aplicar la tensión, el primero utilizando bloques precolados y el segundo tensado ligeramente con el concreto fresco para romper la adherencia, y ya fraguado, terminar de tensar. A este grupo de proponentes se les puede considerar los pioneros del presfuerzo parcial.

Con el objetivo de evitar el fisuramiento total de las estructuras, en forma garantizada, aparecen, en 1923, Rich H. Dill de Alejandria, Nebraska; en 1927, W.H. Hewett de Minneapolis, Minnessota; en 1928, Freyssinet, de Neuilly-sur Seine, Francia; Thom E. Nichols de Nornell, New York, en 1931; y en 1934, F.O. Anderegg en Newark, Ohio. Por medio del presfuerzo total contrarrestar la flecha, siendo la fuerza de tensado de tal magnitud que no ocurriera esfuerzo de tensión cuando trabajara bajo carga de servicio considerando aún las pérdidas posibles de presfuerzo. La aportación más significativa de este grupo fue que al desarrollar esta teoría el concreto se convierte en un material homogéneo y el impulso que Freyssinet le dio a este objetivo hizo que se le considerara el padre del presfuerzo.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo III



Con el objetivo de incrementar el claro, los alemanes F. Dischinger y U. Fisnterwalder en 1936 patentaron tensores externos en combinación con elementos de concreto reforzado normal, los cuales eran después postensados. Este objetivo y la modalidad del presfuerzo externo están muy difundidos en la actualidad.

Para evitar en forma efectiva grietas de ancho fuera de orden, F. Emperger, en Viena, hacia 1939, combinó el refuerzo normal con acero tensado de mayor resistencia adherido también al concreto. Este es el comienzo efectivo del presfuerzo parcial.

Por último y con objeto de ahorrar acero, P. W. Abeles en 1940, en Londres, sustituyó el refuerzo normal por acero de alta resistencia, sin tensarlo, combinado con acero de alta resistencia con un cierto grado de presfuerzo logrando así (en su opinión) disminuir el porcentaje de acero en el concreto. Al Dr. P. W. Abeles igual que a H. Von. Emperger se les considera los padres del presfuerzo parcial.



# **Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto**

## *Capítulo Tres*

### ***Evolución del Análisis del Concreto Estructural a través del Tiempo.***



Del Capítulo Dos se deduce que fue hace poco más de un siglo que, gracias a la constante investigación experimental en el estudio del trabajo conjunto del concreto y el acero, aparecieron los primeros modelos matemáticos congruentes con el comportamiento de estos dos materiales, tan distintos en sus características fisicomecánicas. Para facilitar la presentación de la evolución de la forma de análisis a través del tiempo hasta nuestros días, la he dividido en cuatro periodos o criterios en los que los cambios y avances han sido más significativos.

#### **PERIODO 1885-1899**

##### **Generalidades**

En la última década del siglo pasado, los franceses llevaban la delantera en tratar de correlacionar los elementos de concreto reforzado con modelos que ayudaran a predecir su comportamiento; es lógico que así fuera, ya que al francés Monier fue al primero al que se le ocurrió la idea. En estos años hubo dos corrientes teóricas: la primera la presento únicamente como referencia, ya que esta corriente es la que prevaleció totalmente en un periodo posterior; es interesante presentar la segunda corriente, pues estimo que muchos de los investigadores estaban convencidos de ella, uno de ellos, el Ing. L. Lefort editó en 1897 su libro *Calcul des Poutres Droites et Planchers en Beton de Cement Arme* (Cálculo de las vigas rectas y entrepisos en concreto de cemento armado). Es tan interesante lo que escribe Lefort que considero importante, para efectos de credibilidad, reproducir partes del original del libro, con una traducción libre en términos de la época:

*"Estudio práctico sobre la composición de la vigas de los entrepisos de concretos de cemento armado"*

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



*Hemos visto que en la viga de concreto de cemento, las armaduras están compuestas de fierro redondo, es el uso común en la práctica, ofrece el máximo de resistencia cuando tiene dos armaduras simétricas en relación con un corte transversal de la viga.*

*Vamos a mostrar que, de consideraciones muy diferentes, se llega a un mismo resultado en cuanto a que la resistencia de esas vigas es superior a una viga enteramente metálica; en fin, cuáles son las consecuencias que traen consigo las diversas posiciones de esas vigas sobre los apoyos. Dividiremos este estudio en tres partes:*

*El fierro para entrepisos comerciales.*

*Las vigas de cemento armado con dos armaduras simétricas.*

*Las vigas de cemento armado con una sola armadura.*

### **I.-EL FIERRO PARA ENTREPISOS COMERCIALES**

*Composición de un entrepiso. Un entrepiso se compone en general:*

- 1.- De vigas principales que van de un muro al otro.*
- 2.- De viguetas en sentido perpendicular a las precedentes.*
- 3.-El entortado que constituye el entrepiso propiamente dicho.*

*En la construcción de muestras habitaciones, esos tres elementos están habitualmente constituidos de la manera siguiente.*

*a) Las vigas son de fierro o de acero.*

*b) Las viguetas son de madera.*

*El entrepiso es de tablado; a veces por la necesidad de construcción debido al subsuelo, en los entrepisos de los sótanos las viguetas son suprimidas y reemplazadas*

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



*por bóvedas de ladrillo amarrando las vigas principales y soportando un enladrillado o un entortado de cemento.*

*Los entrepisos de cemento armado conservan abajo los mismos elementos, pero éstos: vigas, viguetas y colados están compuestos de concreto de cemento con metal ahogado.*

*Fierro para entrepisos comerciales.- Como las vigas o viguetas están colocadas a una corta distancia unas de otras, entre 0.75 a 1.50 metros, sus claros son moderados y casi no rebasan de cinco a seis metros, en fin, las cargas que soportan por metro lineal no son muy elevadas, se emplean generalmente los perfiles del fierro comercial, dichos fierros de entrepiso lo hacen trabajar por prudencia a seis Kg. por mm<sup>2</sup> si son de fierro y a nueve Kg por mm<sup>2</sup> si son de acero. La altura de esos fierros varia de ocho a 26 cm si son de patin normal y de ocho a 40 cm si son de patin ancho.*

*Para cada uno de los perfiles se presentan dos elementos constantes:*

*P, el peso por metro lineal dado por los manuales.*

*Mé, el momento de elasticidad o par de acción molecular del perfil susceptible de hacer equilibrio al momento de ser sometido a fuerzas exteriores. Está dado por la conocida expresión de resistencia de materiales:*

$$\frac{R I}{v}$$

*R, siendo la tensión o compresión por unidad de superficie de la sección del metal, 6x10<sup>6</sup> para el fierro, 9x10<sup>6</sup> para el acero.*

*v, representa la distancia de la fibra neutra a elementos más alejados:*

*sea todavía  $\frac{h}{2}$ .*

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



***h***, siendo la altura del perfil.

***I***, es el momento de inercia.

*Recordemos que la fibra neutra llamada también eje neutro de un elemento recto provocaría fuerzas verticales (que es el caso que nosotros estudiamos) es el lugar geométrico de los centros de gravedad de las secciones transversales. En el caso donde la sección de la viga es la misma en todos sus puntos, la fibra neutra es una línea recta (es todavía el caso considerado).*

*Índice de elasticidad de perfiles comerciales:*

*La relación entre el momento de elasticidad  $M_e$  y el peso por metro lineal  $p$  de una viga perfil comercial presenta un cierto interés. Designémosla por:  $\rho$*

$$\rho = \frac{M_e}{p}$$

*$\rho$  representa el momento de elasticidad de la viga por Kg. de fierro empleado por metro lineal.  $\rho$  es mayor entre mejor sea el metal empleado, ya que eso quiere decir que por Kg. de fierro es verdaderamente "el índice de elasticidad" o "el índice de la resistencia del fierro en el entrepiso considerado".*

*Al auxilio de los datos de los armados es fácil de calcular este rendimiento para cada perfil de fierro de entrepisos comerciales.*

*Las cantidades  $\frac{I}{v}$  y  $p$  son calculadas con los manuales*

*$R$ , es tomado igual a  $6 \times 10^6$  o  $9 \times 10^6$ , según que sea de fierro o de acero.*

*De estos elementos se deduce en consecuencia el valor de  $\rho$*

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



*Se ve desde luego que  $\rho$  varía en función de la altura  $h$  del fierro, lo que quiere decir que mientras  $h$  es más grande  $\rho$  es más considerable.*

*Se ve de inmediato que a igualdad de alturas los fierros con patines anchos dan valores de  $\rho$  más considerables que los fierros de patines ordinarios."*

### Comentario

---

El análisis de este Estudio Práctico sobre la Composición de las Vigas de los Entrepisos en Concreto de Cemento Armado, que se divide en tres partes, muestra que la primera (que se transcribió en parte) no tiene nada que ver con el concreto, no es más que el inicio de cálculo de perfiles metálicos I donde introduce una variable que nosotros no manejamos, aún cuando tiene importancia en relación al costo de la estructura, que es lo que quiere señalar el autor.

Considero que lo que hasta aquí dice Lefort tiene una gran significación relacionado con criterios posteriores de diseño en el concreto reforzado.

$$\rho = \frac{M_e}{P} \begin{array}{l} \text{Momento resistente} \\ \text{Peso del perfil por metro} \end{array}$$

El resto es fórmula de la escuadría.

Sin embargo, esta parte del estudio es importante para Lefort en relación al diseño del concreto reforzado, como se ve más adelante.

---

Criterio de Diseño.

Sigue diciendo Lefort:

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Contrato

## Capítulo Tres



*El metal de las almas, desde el punto de vista del momento de elasticidad, es, por consiguiente, menos bien utilizado que el metal de los patines y su papel consiste sobre todo en establecer una conexión invariable entre los patines*

*Medio de aumentar el índice de elasticidad.- De lo anterior resulta que si la sección del alma pudiera ser suprimida y trasladada por mitad sobre los patines para aumentar la sección de éstos, si por otra parte las dos masas de fierro así imaginadas pudieran ser reunidas en otro material, no sería dudoso que el índice de elasticidad sufriría un incremento importante y alcanzaría su valor límite .*

### Comentario

---

Con lo anterior, Lefort trata de demostrar que el material del alma de un perfil I metálico tiene exclusivamente la función de unir los patines, que son los que toman el momento de elasticidad (ahora se llama momento resistente).

---

Continúa Lefort:

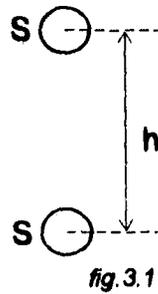
*Valor límite del índice de elasticidad.- En otro orden de ideas, sean dos masas de metal cada una representando una sección expresada en  $m^2$  y cuyos centros de gravedad están separados una distancia  $h$  expresada en metros (fig. 2.1) Supongamos que esas masas sean cilindros circulares de radios iguales  $r$  y que como hemos encontrado en la práctica,  $\frac{r}{h}$  sea cercano a  $1/20$ .*

*Este sistema, siendo considerado como invariable gracias al material que lo recubre, tendrá por momentos inercia.*

$$2 \left[ \frac{\pi r^4}{4} + \pi r^2 \left( \frac{h}{2} \right)^2 \right]$$

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo 1.1



$$\frac{\pi r^4}{4}$$

siendo el momento de inercia de cada circunferencia con un eje que pase por su centro.

$$\pi r^2,$$

la superficie  $S$  de cada círculo.

$$\pi r^2 \left(\frac{h}{2}\right)^2$$

siendo el término aditivo se toma el momento no más en relación con el eje precedente sino en relación con un eje colocado a semidistancia de dos centros a la distancia  $\frac{h}{2}$  de cada uno de ellos.

La expresión precedente, al simplificarla, deviene;

$$\frac{\pi r^2 (r^2 + h^2)}{2}$$

Por otra parte, llamando  $R$  al esfuerzo promedio atribuido al metal por unidad de superficie, el momento de resistencia del sistema, dado por la expresión conocida

$\frac{RI}{v}$  tiene por valor:

$$\frac{R \frac{\pi r^2 (r^2 + h^2)}{2}}{\frac{h}{2}}$$

Según esto, como  $h^2$  es alrededor de 400 veces más grande que  $r^2$ , se puede despreciar este último término en la expresión  $h^2 + r^2$  y escribir:

$$R\pi r^2 h$$

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Dos

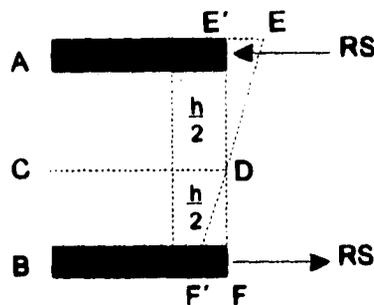


fig. 3.2

*Y si se observa que  $\pi r^2 = S$ , se tiene definitivamente para el momento de resistencia la expresión  $R S h$ . Por otra parte, se podría encontrar más rápidamente este resultado:*

*Siendo A y B las dos barras (fig. 3.2); CD el eje neutro del sistema; EF una sección transversal de la viga; E F la posición que toma esta sección bajo la acción de fuerzas exteriores.*

*Las acciones moleculares del metal, que forman un par, se equilibran con el par de fuerzas exteriores del momento flexionante, se componen de una fuerza RS desarrollada sobre la barra A y de otra fuerza RS dirigida en sentido inverso de la anterior y desarrollada sobre la barra B. El momento del par de estas dos fuerzas por valor:*

$$R S h."$$

## Comentario

En esta parte, Lefort llega por dos caminos a encontrar el momento resistente de un par basado en la (fig 3.1)

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



$$M_e = RSh = f_s A_s h$$

donde:

$$R = f_s$$

$$S = A_s$$

$$h = h$$

Todo lo demás es tratar de demostrar únicamente el ahorro en costo cuando el material del alma se pueda concentrar en la zona de patines.

---

Continua Lefort:

### II.-LAS VIGAS DE CEMENTO CON DOS ARMADURAS METÁLICAS SIMÉTRICAS.

*Sustitución de un alma metálica por un alma de cemento. ¿Cómo reemplazar un alma metálica? La idea que consiste en ahogar dos masas metálicas de fierro o acero en un mismo prisma de concreto de cemento responde a la pregunta.*

*Este concreto en efecto requiere de pocos días de rigidez suficiente para mantener las barras de metal en una posición invariable las unas en relación a las otras. Esto es el concreto de cemento armado. Y entre tanto, cosa remarcable en la práctica de construcciones, la doble armadura simétrica que no solamente responde al máximo de resistencia, sino que se presenta también bajo una forma racional, sin ser conocida hasta estos últimos tiempos.*

### Comentario

---

Lefort inicia una defensa férrea sobre las vigas de concreto con dos

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



armaduras metálicas simétricas, las que, según expresa, no se conocían antes, y que ahora, no son más que simples vigas de concreto de sección rectangular o de sección I concentrando varillas de acero en la parte superior e inferior o en los patines; trata de justificar la razón de esta viga constructivamente ampliando información detallada sobre los siguientes aspectos (de los que doy únicamente los títulos sin la traducción de los párrafos por no ser de interés para este trabajo):

*Ventajas de elegir alma de concreto de cemento.*

*El concreto asegura la conservación del metal.*

*El concreto de cemento tiene al mismo coeficiente de dilatación que el fierro.*

*Adherencia considerable del concreto de cemento al fierro.*

*El revestimiento de cemento aumenta el coeficiente práctico de resistencia del metal.*

*El revestimiento de cemento aumenta el índice de elasticidad.*

---

A continuación inicia una justificación de ventajas económicas de la siguiente manera:

*Economía realizada por las vigas en concreto de cemento con doble armadura simétrica. Siendo:*

*P el precio de 1 m<sup>3</sup> de concreto de cemento puesto en obra, incluyendo la cimbra y el andamiaje, etcétera.*

*P<sub>1</sub> el precio de 1 kg de fierro puesto en obra.*

*7800 P<sub>1</sub> el precio de 1 m<sup>3</sup> de fierro puesto en obra.*

*la relación del volumen de cemento a su fierro en una viga dada.*

*Cuando en una construcción de esta naturaleza se emplea un m<sup>3</sup> de fierro con valor de 7,800 P<sub>1</sub>, será empleado al mismo tiempo  $\mu$ m<sup>3</sup> de concreto de cemento con valor  $\mu$ P.*

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



*El precio de las vigas de concreto de cemento armado en las que se emplee 1 m<sup>3</sup> de fierro será por consiguiente:*

$$7800 P_1 + \mu P$$

*Por otra parte, si en lugar de emplear una viga de concreto de cemento armado se hubiera hecho uso de una viga enteramente metálica en la que la altura fuera igual que la de las armaduras de la anterior, convendría, para tener la misma resistencia, según el párrafo precedente, un peso de fierro 2.3 veces más grande y a precio de costo.*

$$2.3 \times 7800 P_1 = 17,940 P_1$$

*La economía obtenida por emplear concreto es por consiguiente, en relación a la viga enteramente metálica, como la proporción.*

$$\frac{17940 P_1 - 7800 P_1 - \mu P}{17940 P_1}$$

$$17940 P_1$$

ó

$$\frac{10140 P_1 - \mu P}{17940 P_1}$$

$$17940 P_1$$

*y redondeando el número:*

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



$$\frac{10000 P_1 - \mu P}{18000 P_1} \quad (c)$$

O, en general,  $P = 200 P_1$  (70 fr el metro cúbico de concreto, y 0.35 fr el Kg de fierro), y la relación precedente deviene.

$$\frac{10000 P_1 - 200 \mu P_1}{18000 P_1}$$

o todavía:

$$\frac{100 - \mu}{180}$$

La economía es nula desde que  $\mu = 50$ . Ella aumenta cuando disminuye. O  $\mu$  casi no puede descender por debajo de 15, de suerte que el máximo de economía es:

$$\frac{100 - 30}{180} = 39\%$$

Para el valor medio de  $\mu = 25$ , la economía es:

$$\frac{100 - 50}{180} = 28\%$$

Si se toma  $P = 250 P_1$ , la economía sería nula para  $\mu = 40$ , y sería de 21 % para  $\mu = 25$ , con un máximo de 35% para  $\mu = 15$ .

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



Si se toma  $P=150 P_1$ , la economía sería nula para  $\mu = 67$  y sería de 35 % para  $\mu = 25$ , con máximo de 43 % para  $\mu = 15$ .

Por consiguiente se puede decir:

- 1o.-Que para el promedio de  $\mu = 25$ , la economía media es de aproximadamente  $\frac{1}{3}$ .
- 2o.-Que esta economía disminuye rápidamente cuando  $\mu$  aumenta.
- 3o.-Que la economía deviene negativa cuando  $\mu = 50$ .
- 4o.-Que no puede rebasar el promedio máximo de 40% para  $\mu = 15$ .

### Conexión de Armaduras

Número de barras en cada armadura.- El estudio de esta cuestión comprende dos fases: Dada una superficie  $S$  que deba tener una armadura, se puede calcular con un solo fierro de radio  $r$ , tal que:

$$\pi r^2 = S$$

o con  $n$  fierros de radio  $r'$ , tal que:

$$n \mu r^2 = S$$

Si se designa por  $A$  el coeficiente de adherencia del fierro al concreto,  $A$  siendo expresado en  $\text{Kg}/\text{m}^2$  de superficie de adherencia, la fuerza de adherencia por metro lineal de armadura será:

Con una barra:  $2\mu rA$  (d)

Con  $n$  barras:  $2n\mu r^2A$  (e)

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tercero



O, si se observa que de las dos ecuaciones podemos sacar:

$$\pi r^2 = n\pi r'^2$$

ó

$$r = r' \sqrt{n}$$

Las dos expresiones (d) y (e) devienen:

$$2\pi r' A \sqrt{n} \quad \text{y}$$

$$2\pi r' A n \quad \text{y por último:}$$

$$\frac{2\pi r' A n}{2\pi r' A \sqrt{n}} = \frac{n}{\sqrt{n}} = \sqrt{n}$$

$$\text{para } n = 2 \dots \dots \sqrt{n} = 1.41$$

$$= 3 \dots \dots \sqrt{n} = 1.73$$

$$= 4 \dots \dots \sqrt{n} = 2.00$$

$$= 5 \dots \dots \sqrt{n} = 2.24$$

$$= 6 \dots \dots \sqrt{n} = 2.45$$

*La fuerza de adherencia para un mismo peso de metal es por lo tanto, proporcional a la raíz cuadrada del número de barras que componen las armaduras.*

### Comentario

---

Ahora, de acuerdo a su criterio, Lefort inicia un relato de lo que actualmente llamamos una trabe simplemente reforzada:

---

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



### III.- Vigas de Concreto con Cemento con Armadura Única

*Origen de la Viga con Armadura única.- La relación maravillosa 100:230 cuestión que ha sido amplificada por ciertos constructores por la siguiente consideración:*

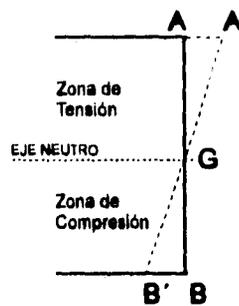


fig. 3.3

*Una viga de perfil simétrico sometida a los esfuerzos de flexión en su eje neutro representado por una línea situada al centro de la altura (fig. 3.3). Esto quiere decir que para una sección determinada AB, la flexión determina una rotación de esta sección en torno al eje de simetría G y ocasiona que la sección AB se convierta en la sección A'B'. Resulta que la mitad GA de la sección de sus fibras se tensan porque se desplazan a GA'' y que la otra mitad GB de sus fibras se comprimen porque pasan a GB'.*

*En la viga de armaduras simétricas se encuentra una armadura para resistir sus tensiones en la región de las tensiones, y una armadura para resistir las compresiones en la región de las compresiones.*

*Pero si se observa que en definitiva el concreto es un material que posee una gran resistencia a la compresión y puede resistir solo sus esfuerzos de esta naturaleza,*

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Trece



*inmeditamente se nos ocurre utilizar esta propiedad en la región comprimida y suprimir pura y simplemente la armadura correspondiente. De tal manera que en la región de tensión, el metal es considerado para absorber todos los esfuerzos y que en la región comprimida el concreto solo juega un papel activo, habiendo suprimido el metal.*

*Esta es la viga de armadura única de ciertos constructores.*

*Ventajas aparentes de esta viga.- La viga de armadura única no contiene sino la mitad del fierro de la viga de dos armaduras.*

*Se concluye que la relación 100:230 es reemplazada en este sistema por 100:460 y que se podría decir: para una resistencia determinada, debemos tener cinco veces menos fierro en una viga de concreto con armadura única que en una viga enteramente metálica de la misma altura.*

*Esta viga se sustenta bajo una falsa concepción. Entendido de este modo, la concepción de la viga de armadura única es absolutamente falsa y conduce a numerosos descalabros.*

*Esto se explica fácilmente apoyándonos en la teoría de resistencia de materiales expuesta en el capítulo 1*

*Sea  $2S$  la sección total de dos armaduras simétricas de la viga inicial, o el momento de inercia de esta viga.*

*Si esta sección  $2S$  fuera concentrada en una sola armadura, el momento de inercia  $0.70\lambda$  (Ver Capítulo 1).*

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



*" Si ahora se reduce por mitad esta sección 2S de la armadura única, de modo de no tener más que una sola armadura de sección S, es fácil asegurar que el momento de inercia disminuye todavía en 25% al menos y que finalmente no es más que  $0.50I$  a lo más"*

*"Así, al elevar la armadura de la región comprimida, se está reduciendo en más de la mitad el momento de resistencia de la viga y se está imponiendo a los materiales que componen la viga, coeficientes dobles de los que se tienen supuestos en los cálculos que los aproximan a condiciones de ruptura, lo que disminuye en gran proporción el margen de seguridad. También los resultados obtenidos dejan que desear y frecuentemente han sido malos".*

*"No conviene por lo tanto jamás emplear vigas de concreto de armadura única derivada de una viga de armadura doble en la que ha sido suprimida una de ellas".*

Y termina Lefort;

*El resumen del presente capítulo puede hacerse en pocas palabras;*

- 1.- La trabe de dos armaduras simétricas debe ser empleada exclusivamente.*
- 2.- El enlace y el número de varillas de las armaduras son dos puntos que la experiencia está llamada a esclarecer.*
- 3.- En la construcción de techos de cemento armado el comportamiento completo de trabes sobre los apoyos debe ser considerado como generalmente realizado (salvo examen especial del caso de empotre de una trabe, que penetre en un muro de apoyo, examen que será interpretado más adelante).*

### Comentario

---

El Ing. Lefort concluye tajantemente que no se deberán "jamás" construir trabes simplemente reforzadas

---

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

*Capítulo Tercero*



## **Conclusiones.**

**Este periodo se destaca por polémicas entre las diferentes corrientes de los investigadores, todos ellos obrando de buena fe, según creo, pero muy influenciados por el aspecto comercial de las patentes que pretendían ejercer su influencia, tratando lógicamente de demostrar las ventajas de alguna forma de reforzar el concreto y/o "desprestigiar" a otras.**

**La presentación de este criterio en el periodo 1885-1899 es de sumo interés, no porque tenga valor científico actual; en mi opinión es el génesis del concreto reforzado cuando en el principio todo era conjeturas.**



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



### PERIODO 1900-1929

#### Generalidades

Sorprendentemente es este periodo se avanza a una velocidad vertiginosa por la brecha correcta (iniciada como la otra corriente en los últimos años del sigloXIX), en el comportamiento de elementos de concreto reforzado con las fórmulas propuestas para su diseño. Sin embargo, se puede decir que todavía no se daba la importancia que debería a la investigación en esta clase de temas. Por otro lado, a pesar de la escasa información y falta de pruebas de laboratorio, ya se conoce en mayor o menor grado el comportamiento de los materiales de concreto y aceros de refuerzo al trabajar en conjunto. Sesabe que el concreto no es un material elástico, esto es que su comportamiento es plástico. Este conocimiento se le atribuye a W. Ritter y a A.N. Talbot alrededor de 1880, a pesar de ello el siglo comienza con formas de diseño elástico.

A continuación se transcriben, unos cuantos apartados de un libro de Luis C. Sabin, titulado "Cement and Concrete", editado por Mc. Graw Hill en 1907:

*Concreto-Acero.- Los experimentos llevados a cabo por M. A. Considere, en Francia, entre 1898 y 1901, que nos han llegado gracias a la colección de sus artículos y a su traducción por M. Moisseif son de incalculable valor. El efecto de la calidad del acero y del concreto a cargas repetidas, sus cambios en volumen, en endurecimiento y muchos otros puntos, son analizados cuidadosamente por experimentos y en teoría.*

*Una de las más importantes deducciones encontradas por M. Considere, es que las fibras de concreto que se pudieran considerar dentro de la esfera de influencia de la varilla de refuerzo de fierro o de acero son capaces de soportar una mayor elongación sin agrietamientos visibles similares a los presentados por concreto sin refuerzo. La*

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Tres



*explicación de esto es que el acero distribuye los esfuerzos a través de la longitud del concreto en tensión, que el desenvolvimiento de fracturas incipientes o elongaciones excesivas en las secciones más débiles del concreto es impedida hasta que cada sección ha aceptado su carga máxima. La conclusión a que nos lleva esta teoría es que la resistencia del concreto en toda el área de influencia del refuerzo del acero es conservada mucho más allá del grado que, en el concreto no reforzado, causaría su ruptura.*

## Comentario

---

El autor reconoce la gran importancia del descubrimiento del cambio de comportamiento del concreto de la esfera de influencia del refuerzo, importancia que no ha disminuido a la fecha, y que sin embargo, en la actualidad muy pocos libros de texto señalan, siendo como es, la base del concepto: concreto reforzado.

---

*Omisión de Esfuerzo de Tensión.- No obstante estas conclusiones, se cree que es suficiente, en la mayoría de los casos de diseño, omitir la resistencia de tensión del concreto en combinaciones concreto-acero. Este principio puede ser defendido por las siguientes consideraciones: la resistencia de tensión del concreto generalmente es, a lo sumo, de 14 a 28 kg/cm<sup>2</sup>. Si el esfuerzo en la fibras extremas de una viga es 21 kg. y estimamos que este esfuerzo decrece uniformemente hacia el eje neutral, da un esfuerzo promedio de 10.5 kg. por cm<sup>2</sup>. Además, si pasamos por alto las conclusiones de Mr. Considere, encontramos que en vista de que el módulo de elasticidad del acero es, digamos, 15 veces el del concreto, aquel apenas es sometido a un esfuerzo de 317 kg/cm<sup>2</sup> cuando el concreto ha alcanzado su resistencia última.*

*La resistencia del concreto a la tensión puede ser fácilmente destruida o deteriorada*

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



*por accidente, especialmente cuando está fresco. Las propiedades del concreto varían mucho con los materiales, las proporciones, manipulación, y hasta ahora, la investigación del comportamiento del concreto y acero bajo esfuerzo está muy incompleta como para hacer refinamientos en procedimientos teóricos, no solamente inseguros sino realmente indeseables para propósitos prácticos, dado que nos darían la apariencia de mayor exactitud de la que en realidad es asequible.*

### Comentario

---

Con estos elementos inicia un desarrollo con un modelo matemático en dos modalidades, con esfuerzos de trabajo y diseños al límite.

---

$E_s$  = Módulo de elasticidad del acero.

$E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto.

$f_s$  = Esfuerzo de tensión en el acero.

$f_c$  = Esfuerzo de compresión en el concreto.

$a$  = Espesor del acero considerado como un placa plana.

$y_1$  = Distancia de la fibra extrema del concreto en compresión al eje neutro.

$y_2$  = Distancia del centro de gravedad del acero de tensión al eje neutro.

$i$  = Recubrimiento del acero.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



$$d = y_1 + y_2$$

$\lambda_1 =$  Deformación unitaria en el concreto.

$\lambda_2 =$  Deformación unitaria en el acero.

$$\frac{E_s}{E_c} = R \quad \frac{f_s}{f_c} = r$$

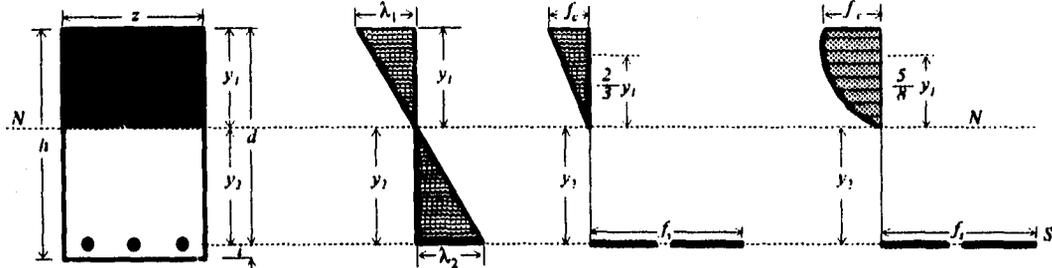


Fig 3.4

Sección Transversal

Fig 3.5

Diagrama de Deformación Unitaria

Fig 3.6

Diagrama de Esfuerzos

Fig 3.7

Diagrama de Esfuerzo

$$\frac{\lambda_1}{\lambda_2} = \frac{y_1}{y_2}; \quad E_s = \frac{f_s}{\lambda_2}; \quad E_c = \frac{f_c}{\lambda_1};$$

$$\lambda_2 = \frac{f_s}{E_s}; \quad \lambda_1 = \frac{f_c}{E_c}$$

$$\frac{\lambda_1}{\lambda_2} = \frac{y_1}{y_2} = \frac{f_c}{f_s} \frac{E_s}{E_c};$$

$$y_2 = \frac{f_s}{f_c} \frac{E_c}{E_s} y_1 = \frac{r}{R} y_1. \quad (\text{Ec.1})$$

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



$$P = z \frac{y_1}{2} f_c$$

La tensión total en el acero.  $T = z a f_s$

$$P = T, \text{ ó } z \frac{y_1}{2} f_c = z a f_s$$

$$a = \frac{f_s}{f_c} \frac{y_1}{2} = \frac{y_1}{2r} \quad (\text{Ec.2})$$

$$M_o = z f_c \frac{y_1}{2} \left( \frac{2y_1}{3} + y_2 \right) \quad (\text{Ec.3})$$

$$M_o = z f_c \left( \frac{1}{3} + \frac{1}{2} \frac{f_s}{f_c} \frac{E_c}{E_s} \right) y_1^2 = z f_c \left( \frac{1}{3} + \frac{1}{2} \frac{r}{R} \right) y_1^2 \quad (\text{Ec.3'})$$

### Comentario.

---

En referencia a la Fig. 3.6, si analizamos la fórmula de la ecuación (3)

$$M_o = z f_c \frac{y_1}{2} \left( \frac{2y_1}{3} + y_2 \right)$$

y utilizando nomenclatura actual.

$$z = b$$

$$f_c = f'_c$$

$$y_1 = kd$$

$$\frac{2}{3} y_1 + y_2 = jd$$

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



entonces:

$$M_o = \frac{1}{2} f_c k j b d^2$$

que es la clásica fórmula de momento resistente de trabajo en una sección balanceada.

En referencia a la Fig. 3.7: (esfuerzos de concreto en parábola), aunque la nomenclatura es idéntica a la de la Fig. 3.6, consideran que los esfuerzos del concreto y del acero están en su "límite de uso", por esta razón, lo están considerando en diseño al límite.

En los ejemplos numéricos que presentan, escogen los siguientes factores:

Fig.3.6

$$\begin{aligned} f_c &= f'_c = 35 \text{ kg/cm}^2 \\ f_s &= f_y = 875 \text{ kg/cm}^2 \\ E_s &= E_s = 2'000,000 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_c &= E_c = 140,000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Fig. 3.7

$$\begin{aligned} f_c &= f'_c = 35 \times 4 = 140 \text{ kg/cm}^2 \\ f_s &= f_y = 965 \times 4 = 3,500 \text{ kg/cm}^2 \\ E_s &= E_s = 2'000,000 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_c &= E_c = 98,000 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

por lo tanto:

$$R = 14; \quad r = 25$$

$$M_o = M_o$$

$$R = 20; \quad r = 25$$

$$M_n = 4M_o$$

Es lógico que con estos valores, donde el momento resistente último tiene que ser cuatro veces el momento de trabajo, y además se está trabajando siempre como sección balanceada, resulta:

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo I



a) El volumen de refuerzo debe ser alto para llegar a la sección balanceada (por consiguiente antieconómica).

b) La relación estricta entre peralte-ancho depende de  $E_s$ ,  $E_c$ ,  $f'_c$  y  $f_y$ , por lo que se debe abandonar el diseño al límite, aunque deja la puerta abierta para que sin utilizar los factores de seguridad de 4, se pueda desarrollar la fig. 3.7 con esfuerzos de trabajo.

---

Esto lo señala tímidamente en un apartado que se presenta en el original y que se traduce a fin de constatar lo dicho:

*El método de usar la resistencia a la ruptura de los materiales y calcular la resistencia límite, igual a un cierto número de veces la resistencia deseada, es considerado inferior a asumir esfuerzos admisibles de trabajo; deberían ser establecidos con referencia al límite elástico de los materiales, más bien que con referencia a la resistencia límite. El uso del término factor de seguridad aquí, es con el propósito momentáneo de enfatizar el hecho de que las condiciones asumidas al deducir la ecuación (4), son tales como se supone existen bajo comparativamente grandes esfuerzos; pero evidentemente las fórmulas pueden ser aplicadas a los esfuerzos admisibles de trabajo, lo mismo que las ecuaciones (1), (2) y (3'), y en el presente ejemplo, la viga del mismo tamaño resulta eliminando el "factor de seguridad" y usando valores de esfuerzos de trabajo igual a 1/4 de los valores asumidos de esfuerzos.*

Ahora, si la fig. 3.7 la desarrollamos con esfuerzos de trabajo, como sugiere el apartado, se tiene:

# Un procedimiento unificado para el Diseño del concreto

## Capítulo Tres



$$M_o = \frac{2}{3} z y_1 f_c \left( \frac{5}{8} y_1 + y_2 \right) \quad (\text{Ec.4})$$

que es igual a:

$$\begin{aligned} M_o &= 0.66 \text{ bkd } f_c \left( jd - \frac{k}{24} \right) \\ &= 0.66 \text{ bkd } f_c \left[ \left( \frac{4d - 1}{3} \right) \right] \\ &= 0.666 \times 0.962 f_c \text{ kj } bd^2 \end{aligned}$$

$$M_o = 0.64 f_c \text{ kj } bd^2$$

Lo que quiere decir que utilizando la parábola, el momento resistente de trabajo aumenta:

$$\frac{0.66}{0.50} = 1.32$$

o sea el 32%

### Conclusiones

Existen severas dudas respecto a qué camino seguir; se entiende desde el principio que el concreto no es un material elástico, o que lo es en un rango muy pequeño; se presenta la verdad suficientemente aproximada respecto a su comportamiento real, sin embargo, la balanza se inclina hacia el diseño elástico de

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



acuerdo a la Fig. 3.6 por dos razones principales:

- 1a. Un fuerte temor y por supuesto, falta de investigación en muchos aspectos respecto al "factor de seguridad" que consideran igual a 4.
- 2a. Como siempre, la inercia de lo común y corriente en esa época respecto al diseño elástico de todas las estructuras de acero.

Todavía es una nomenclatura elemental o nueva para nosotros, sin embargo, ahora sí implica un conocimiento más racional respecto a la forma de comportamiento de los materiales.

Y por último algo sumamente importante respecto al criterio acerca de la supuesta optimización del uso de los materiales donde los elementos a flexión deben diseñarse en sección balanceada (criterio todavía utilizado en la década de los cincuenta en nuestro país).



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



### PERIODO 1930-1955

Aquí quiero presentar una tendencia totalmente fuera de lo normal; ésta se está utilizando actualmente en lo que he llamado las tres escuelas del presfuerzo parcial, (la Occidental, la Suiza y la Oriental)

A pesar de que en el inicio del concreto estructural la URSS trabajaba con modelos extranjeros, para 1931 A.F. Loleit expuso las tesis básicas de una nueva teoría para calcular el concreto estructural según diseño al límite. En estas tesis se consideraba que un elemento sometido a flexión en su fase de momento último, los materiales (concreto y acero de refuerzo y presfuerzo) llegaban a sus valores límites de uso; es decir: Debido al comportamiento plástico del concreto, este llegaba en esfuerzos a compresión a su límite máximo y los aceros de refuerzo y presfuerzo a sus límites de fluencia.

Para verificar esta teoría en los laboratorios TsNIPS (Institutos de Investigación Científica y de Construcción) de la URSS realizaron infinidad de ensayos teóricos que permitieron fundamentar esta nueva teoría. Los TsNIPS extendieron esta teoría a elementos presforzados en diseño al límite sin considerar que tuvieran o no acero de refuerzo.

Esta teoría fue la base de las nuevas normas y especificaciones técnicas NyET-38 de acuerdo con las cuales, en las URSS, por primera vez y con dos décadas de anticipación al resto del mundo se introduce el diseño al límite.

Esta teoría basa todo su estudio en datos experimentales y en las leyes de la mecánica y parte del verdadero comportamiento esfuerzo-deformación del elemento

# Un procedimiento unificado para el diseño del Concreto

## Capítulo Tres



en sus distintas etapas de aplicación de cargas externas. Esta teoría señala tres fases básicas de esfuerzos.

**FASE I.** - Los esfuerzos en el concreto y en el acero del refuerzo son pequeños y las deformaciones tienen predominantemente carácter elástico; la dependencia entre esfuerzos y deformaciones es lineal, siendo los diagramas triangulares. Con el incremento de la carga sobre el elemento, en la zona de tensión del concreto se desarrollan esfuerzos-deformación no elástico por lo que el diagrama de esfuerzos se vuelve curvilíneo cuando los esfuerzos de tensión en el concreto se acercan a su módulo de ruptura. Esto es lo que caracteriza el fin de la fase I. (fig. 3.8)

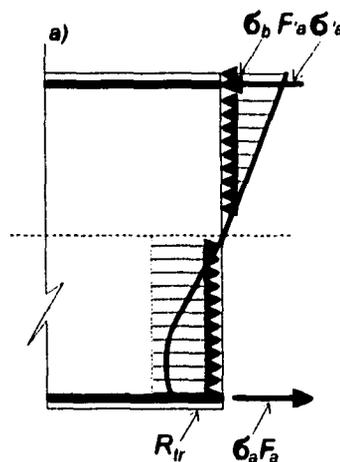


Fig 3.8

**FASE II.** - En la zona de tensión del concreto este ya rebasó su módulo de ruptura, luego aparecen fisuras, el momento provocado por las cargas externas es equilibrado o neutralizado por el acero de refuerzo como por el concreto cercano al eje neutro que todavía no llega al módulo de ruptura. En los intervalos de la zona de tensión, entre las fisuras, la adherencia del acero de refuerzo con el concreto se

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



mantiene y a medida que nos alejamos del borde de las fisuras acercándonos al eje neutro, aumentan los esfuerzos de tensión en el concreto, mientras estos no rebasen su límite resistente, o sea su módulo de ruptura. Al continuar el incremento de carga sobre el elemento en la zona de compresión del concreto se desarrollan los esfuerzos-deformación no elásticos iniciándose estos en forma plástica. Esta es la característica del final de la fase II. (fig. 3.9)

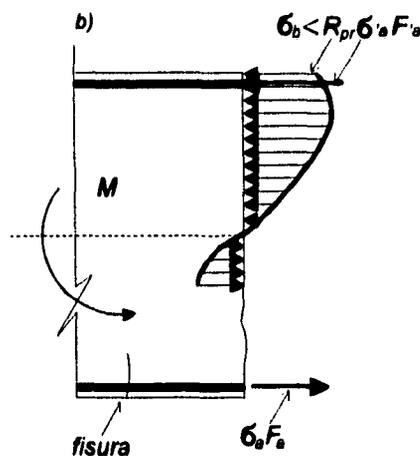


Fig 3.9

**FASE III.-** Con el incremento de carga se llega al momento último resistente del elemento el cual puede ser en dos formas:

**FASE III A.-** El acero de refuerzo llega a su límite de fluencia antes que el concreto llegue a su resistencia a la compresión. El elemento falla en forma lenta conforme va fluyendo el acero de refuerzo. A este tipo de falla se le llama actualmente de "tipo dúctil" y es la única forma de diseño a flexión aceptada en todos los códigos del mundo. (fig. 3.10)

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres

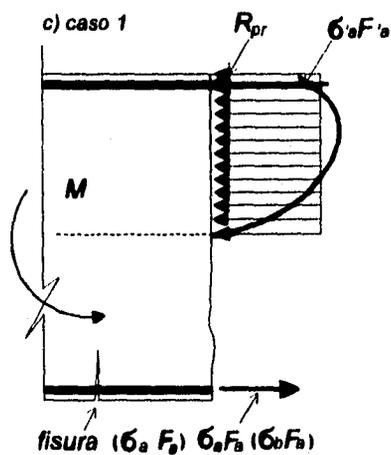


Fig 3.10

**FASE III B.-** Si el elemento tiene exceso de acero de refuerzo, entonces el concreto a compresión llega a su valor último resistente antes de que el acero de refuerzo inicie su fluencia; esta forma de falla es súbita (explosiva) y actualmente se le llama "falla frágil"; esta forma de diseño no es aceptada por los códigos de construcción. (fig. 3.11)

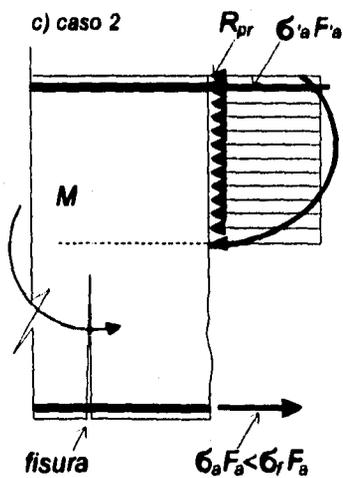


Fig 3.11

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo III



Las secciones a lo largo del elemento sujeto a flexión pasan por las distintas fases de esfuerzos, así donde el momento flexionante es menor se tiene la FASE I, a medida que crece el momento flexionante se tiene la FASE II hasta llegar al momento último resistente que es la FASE III.

Cuando se trata de elementos presforzados únicamente se anteponen dos fases más que llamaremos FASE P-I y P-II. Que se pueden identificar como:

FASE P-I.- Punto característico después de transferir el presfuerzo (como esfuerzos curvilíneos reales) y :

FASE P-II.- Punto característico cualquiera trabajando la sección todavía como sección homogénea y antes de llegar a la FASE I.

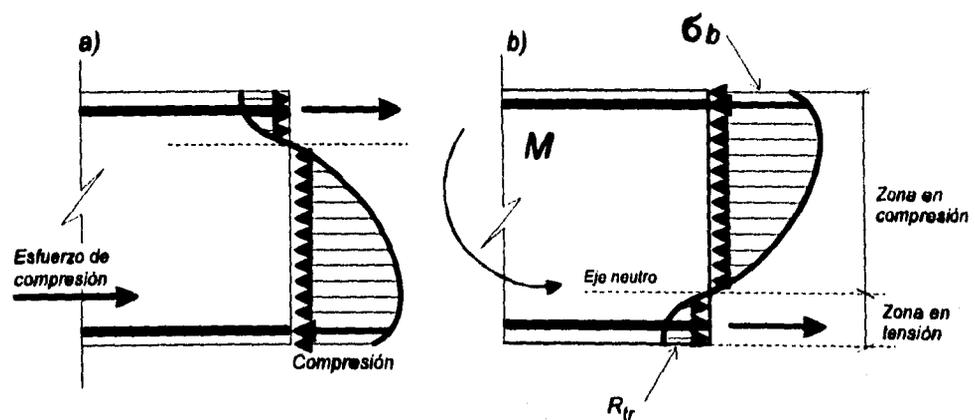


Fig 3.12

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

*Capítulo Trece*



**Durante estos 25 años de trabajo en la URSS intervinieron además de Loleit, M.S. Borishanski, A.P. Vasiliev, A.A. Gvozdiev, V.I. Murashiov y muchos otros investigadores.**



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

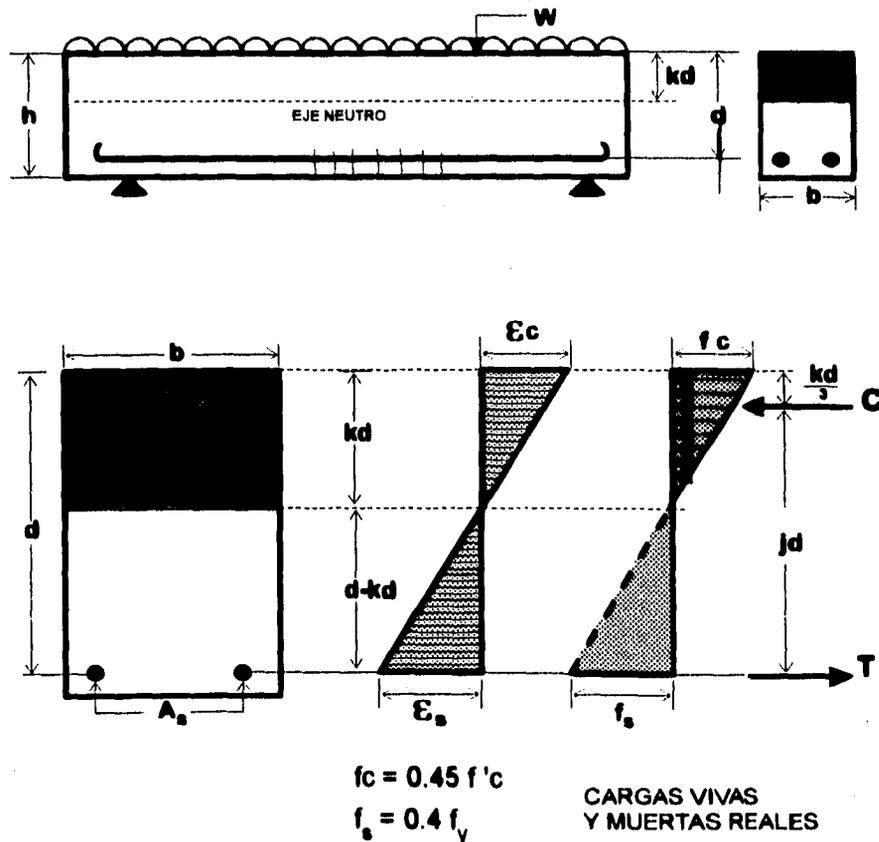
## Capítulo tres



### PERIODO 1940-ACTUAL

Este periodo lo marco como tendencia occidental, ya que se traslapa con la tendencia de la URSS. Se caracteriza porque en Occidente se inicia otra vez considerando al concreto como material elástico y se diseña con esfuerzos de trabajo los cuales son un porcentaje de los esfuerzos máximos del concreto y el acero de refuerzo ( $f_c$  y  $f_s$ ) con estos requisitos se desarrolla la teoría llegando a resultado de momentos de trabajos:

#### ESFUERZOS DE TRABAJO, DISEÑO ELÁSTICO



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo 1.1



$f_c$  y  $f_s$

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$M = \frac{1}{2} f_c k j b d^2$$

$$M = A_s f_s j d$$

Al mismo tiempo, vuelve la inquietud del verdadero comportamiento de los materiales el cual se conocía desde fines del siglo pasado tal como se señaló en el periodo 1900-1929, si se recuerda que se atribuye a W. Ritter y a A.N. Talbot el hecho de que se debía diseñar el concreto estructural siguiendo el comportamiento "plástico" real del concreto.

A pesar de que se conocía lo anterior, para hacer sencillos todos los códigos occidentales se reglamentó con base en hipótesis de comportamiento elástico, sin embargo, fue tan evidente la discrepancia entre la teoría elástica y el comportamiento real que en 1951 el código ACI deja de suponer este comportamiento e inicia tímidamente el cambio a diseño al límite.

En la edición de 1956 del código ACI aparece una solución para los elementos sujetos a compresión, los cuales sirven como punto de partida en la consideración del comportamiento plástico del concreto; todavía en elementos a flexión este código considera la hipótesis de elasticidad perfecta.

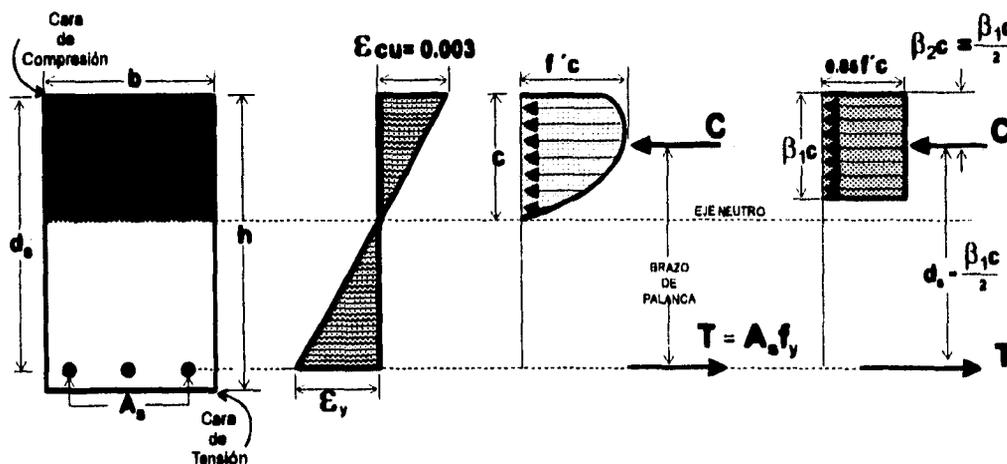
# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Continúa En



A partir de estas fechas y con uno de los modelos matemáticos de Whitney se inicia el diseño al límite de elementos a flexión que encajonado al código ACI 318 se tiene un momento resistente último de acuerdo a lo siguiente:

## CONCRETO REFORZADO



### IDEALIZACIÓN NORTEAMERICANA

CÓDIGO A.C.I. 318-89 CAP. 10.2

$$\beta_1 = \left( 1.05 - \frac{f'c}{1400} \right) \leq 0.85$$

$$\beta_2 = \frac{\beta_1}{2}$$

$$\beta_3 = \text{CTE} = 0.85$$

$$\omega_s = \frac{A_s f_y}{bd_s f'c}$$

$$M_u = bd_s^2 f'c \omega_s (1 - 0.59 \omega_s)$$

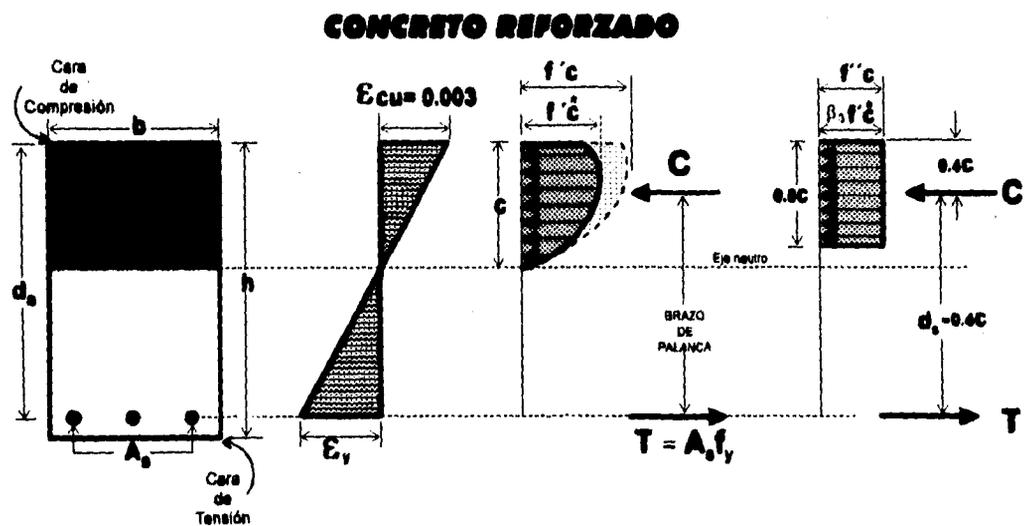
\* f'c en kg/cm<sup>2</sup>

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo I



Y de acuerdo al código del departamento del D.F. quedan:



**IDEALIZACIÓN MEXICANA  
CÓDIGO D.D.F. 89 CAP. 2.1.2 (2.5)**

$$f''c = 0.80 f'_c$$

$$\beta_1 = CTE = 0.80$$

$$\beta_2 = \frac{\beta_1}{2} = 0.40$$

$$\beta_3 = \left( 1.05 - \frac{f''c}{1250} \right) \leq 0.85$$

$$f''c = \beta_3 f''c \quad q_s = \frac{A_s f_y}{bd_s f''c}$$

$$Mu = bd_s^2 f''c q_s (1 - 0.59 q_s)$$

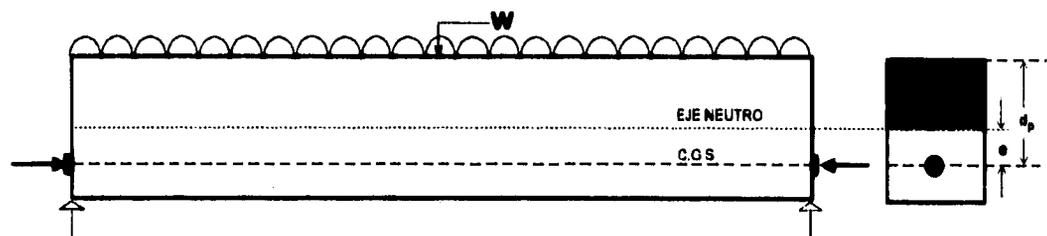
\*  $f'_c$  en  $kg/cm^2$

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Tres



En la misma forma se reglamenta el diseño de elementos totalmente presforzados considerando como material elástico al concreto y con esfuerzos de trabajo, siempre en sección homogénea donde utiliza la fórmula de la escuadría.

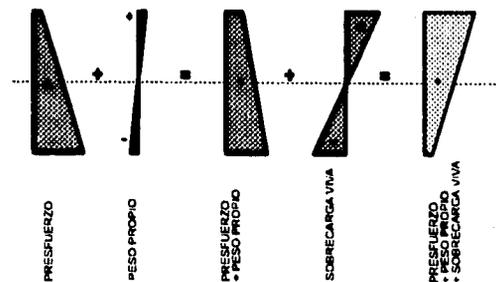


### TEORÍA CLÁSICA DE FREYSSINET ESFUERZOS DE TRABAJO (Diseño elástico material homogéneo)

$$f_c \leq 0.45 f'_c \quad f_c \leq 0.6 f'_c$$

$$f_{ps} = 0.7 f_{pu}$$

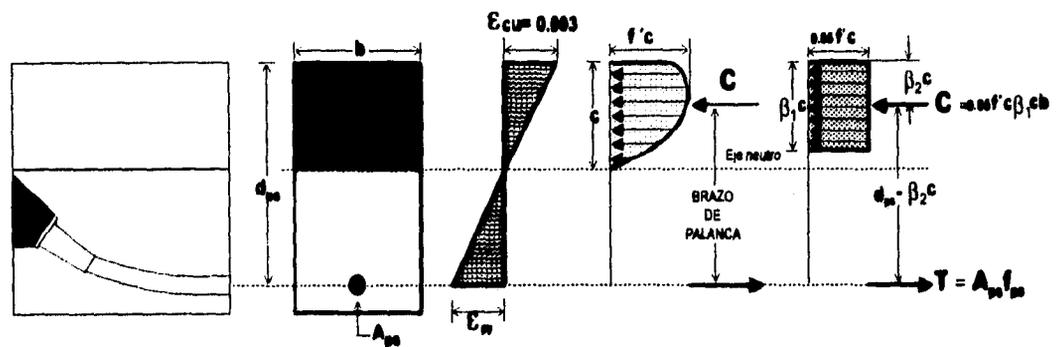
### SECUENCIA DE DIAGRAMA DE ESFUERZOS



El diseño anterior se revisa en diseño al límite a fin de que cumpla con los factores de seguridad y que encajonado otra vez al código ACI 318 resulta un momento último.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo I: c



### COMPORTAMIENTO REAL E IDEALIZACIÓN PROPUESTA POR EL A.C.I

$$\beta_3 = \text{CTE} = 0.85 \quad \omega_p = \frac{A_{ps} f_{ps}}{b d_p f'_c} \quad M_u = b d_p^2 f'_c \omega_p (1 - 0.59 \omega_p)$$

$$f_{ps} = f_{py}; f'_c$$

$$\beta_2 = \frac{\beta_1}{2} \quad \beta_1 = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400}\right) \leq 0.85 \quad M_u = A_{ps} f_{ps} d_p (1 - 0.59 \omega_p)$$

Con esto concluimos la evolución del análisis del concreto estructural desde sus inicios hasta nuestros días en diferentes tiempos, diferentes países, y diferentes criterios.



# **Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto**

## *Capítulo Cuatro*

### *Comportamiento de los Materiales.*



Desde 1801 cuando Coignet señaló la tremenda desventaja de los concretos y morteros artificiales trabajando a tensión, cuando Armando Considere descubre la virtud del concreto en tensión trabajando en la vecindad de acero de refuerzo pasando por la hipótesis de los Bernoulli (actualmente cien por ciento demostrable) hasta nuestros días, se sigue investigando en todos los laboratorios del mundo el comportamiento de los materiales que intervienen en el concreto estructural.

El objetivo principal es correlacionar los métodos de diseño que realmente representen este comportamiento. Muchas veces, a pesar de conocer con certidumbre la forma de comportarse se escogen modelos matemáticos que nos conducen a métodos no congruentes con la realidad.

Sin embargo se sigue trabajando y tratando de llegar a resultados razonables con el fin de obtener estructuras seguras, las cuales son resultado de un diseño teórico.

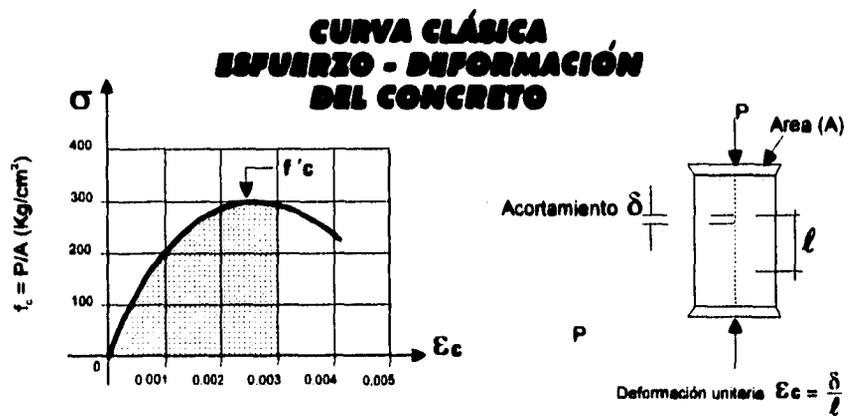
A continuación se presentan algunos estudios con los que se apoyará la teoría del Capítulo Siete.

#### **APOYOS EXPERIMENTALES DEL CONCRETO Y DE LOS ACEROS DE REFUERZO.**

Presentamos la forma clásica Esfuerzo-Deformación de un cilindro de concreto sujeto a compresión:

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Cuatro



La gráfica anterior únicamente nos señala que las deformaciones unitarias no son proporcionales a los esfuerzos por lo que enfáticamente afirmamos, el concreto no se comporta elásticamente.

A continuación presentamos seis gráficas de laboratorio Esfuerzo-Deformación de concretos de diferentes resistencias, en cilindros de prueba en esfuerzo uniaxial.

Un procedimiento  
unificado para el Diseño del Concreto

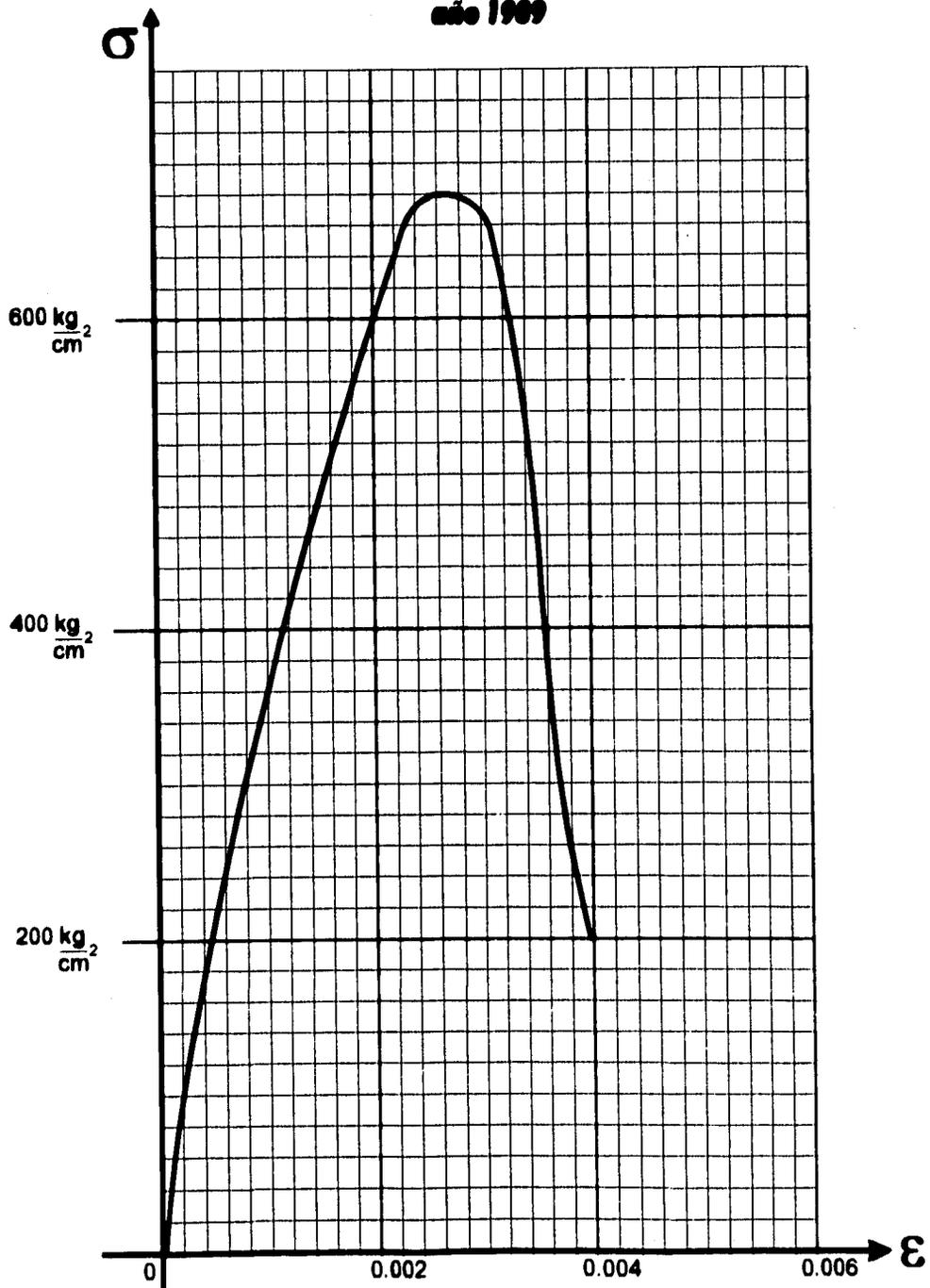
Capítulo Cuarto



Manual of conc. A.C.I.

$f'_c = 600 \text{ kg/cm}^2$

año 1969



Un procedimiento  
unificado para el Diseño del Concreto

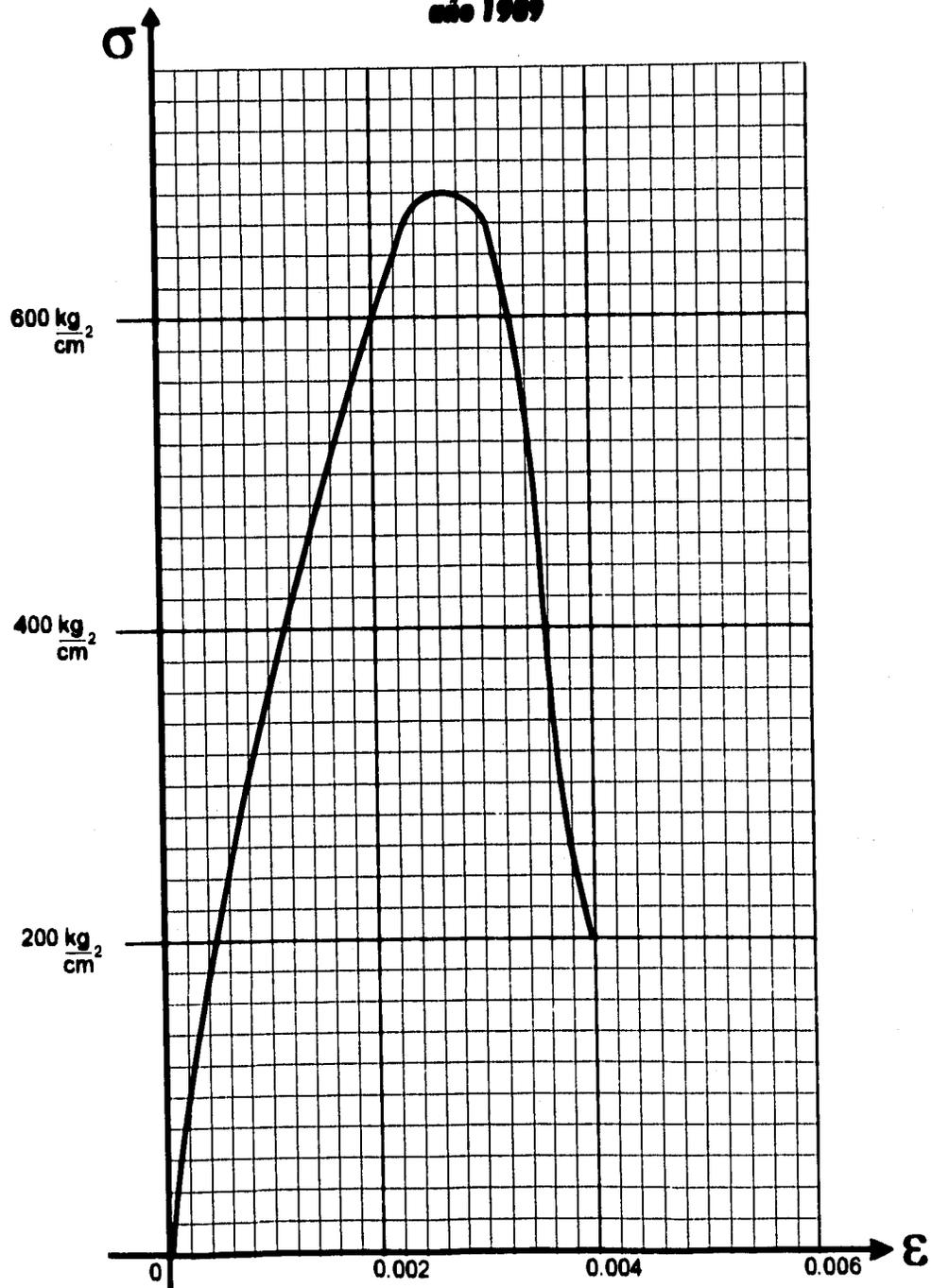
Capítulo Cuarto



**Manual of conc. A.C.I.**

**$f'c = 600 \text{ kg/cm}^2$**

**año 1969**



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

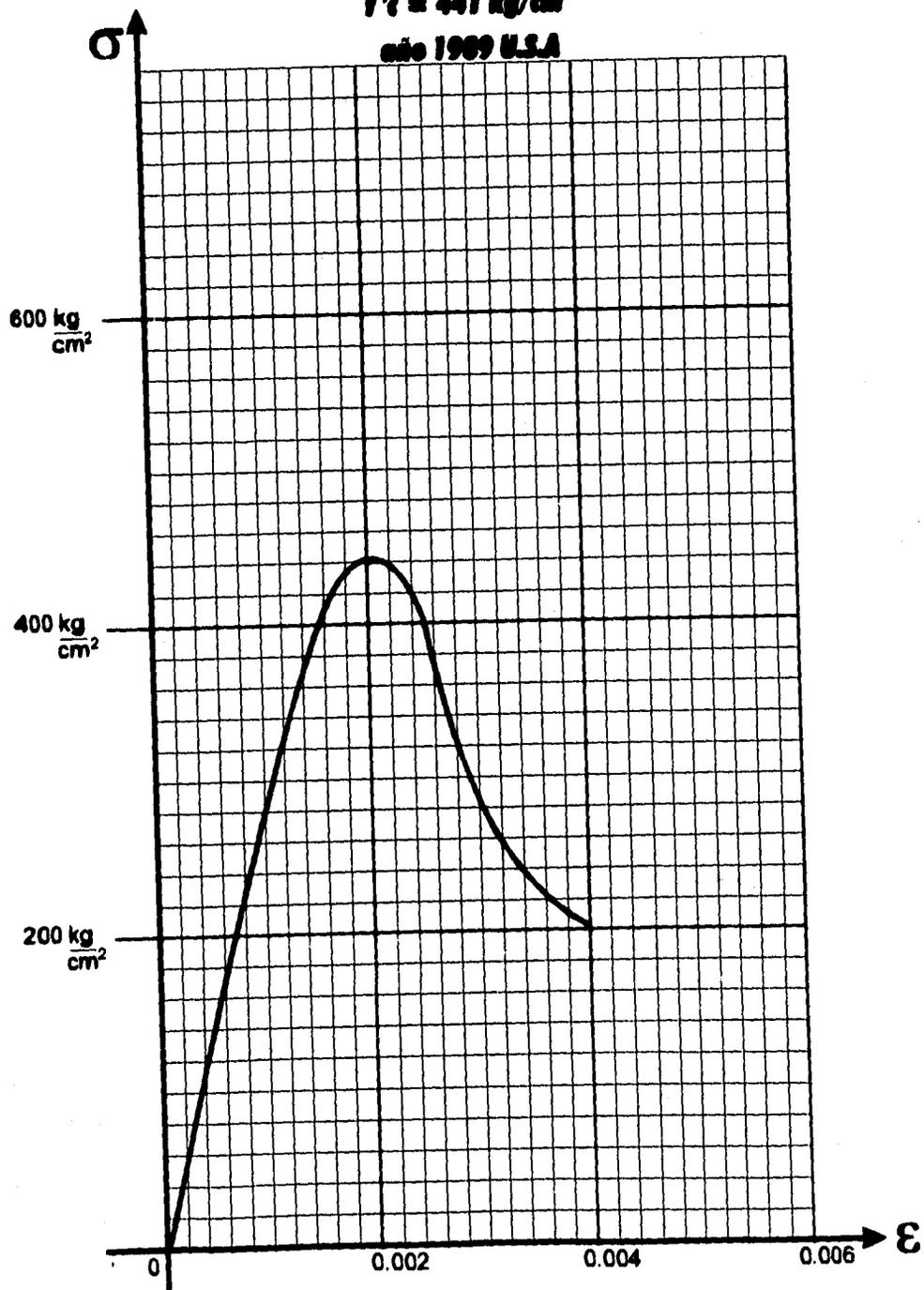
## Capítulo Cuatro



**Dr. Edward G. Nawy**

**$f'_c = 441 \text{ kg/cm}^2$**

**code 1989 U.S.A**



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

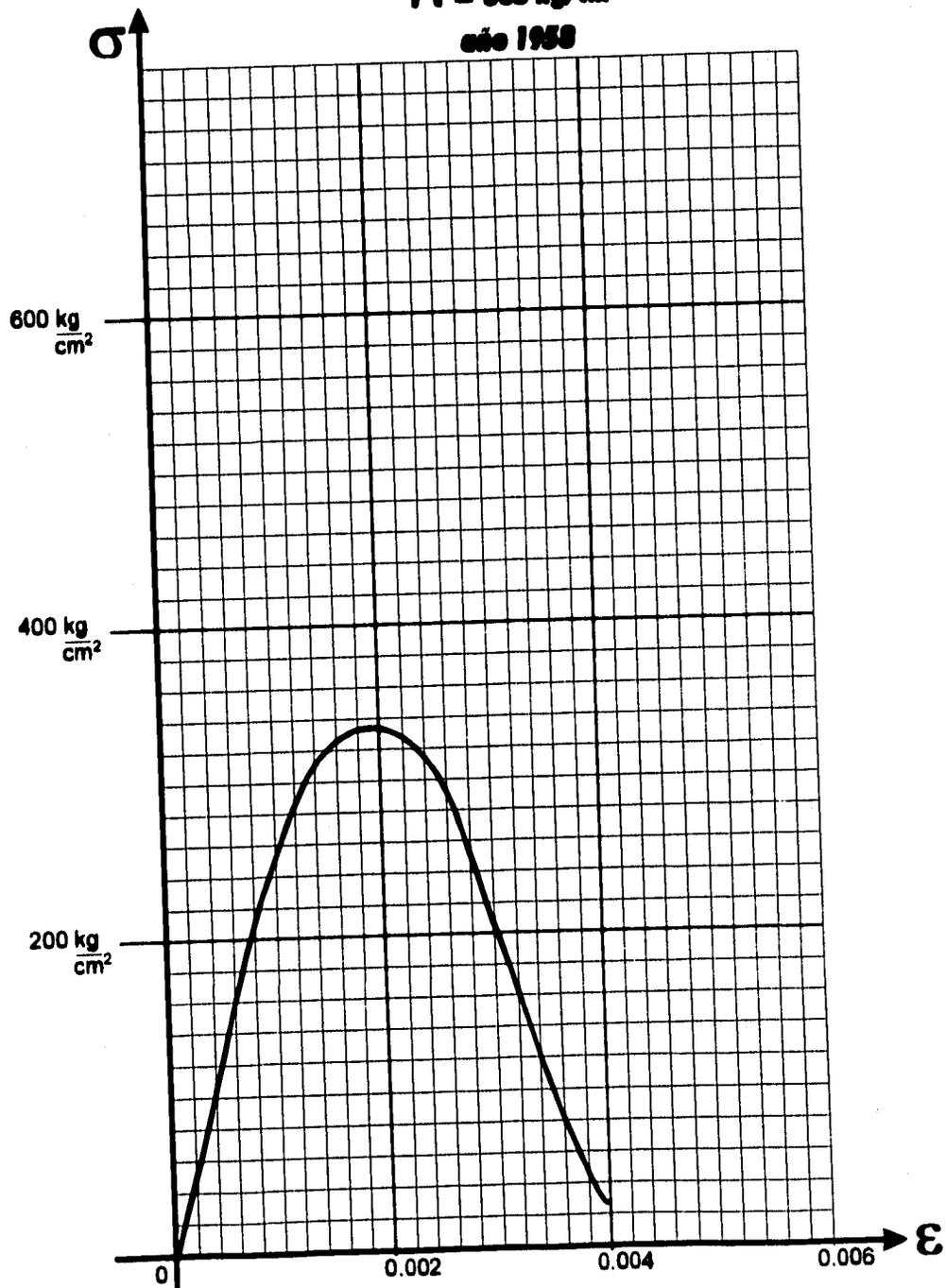
Capítulo Cuatro



G. Winter - A. N. Nilson

$f'_c = 335 \text{ kg/cm}^2$

año 1958



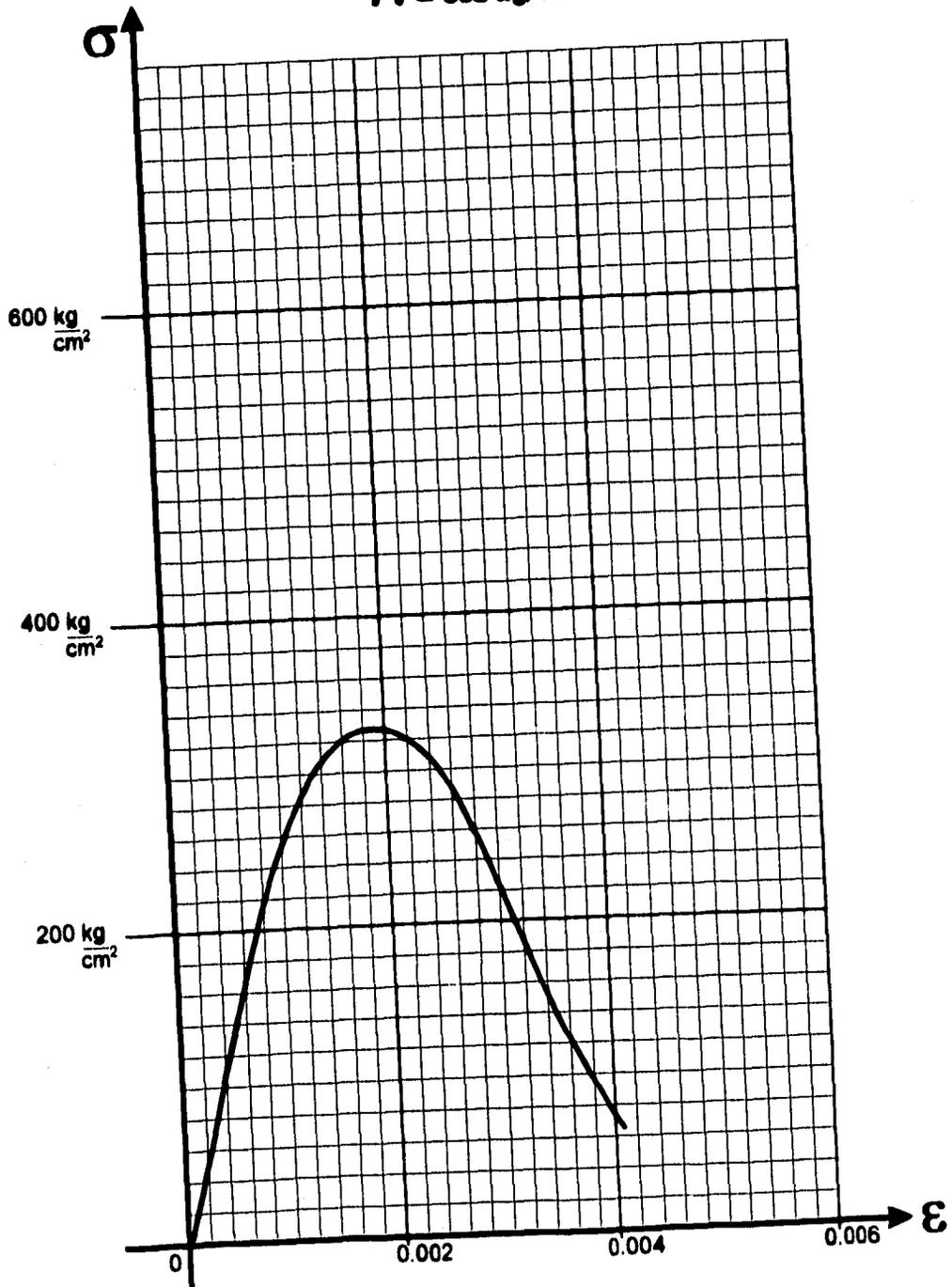
# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Cuarto



**Boris Bresler**

**$f'_c = 332 \text{ kg/cm}^2$**



Un procedimiento  
unificado para el Diseño del Concreto

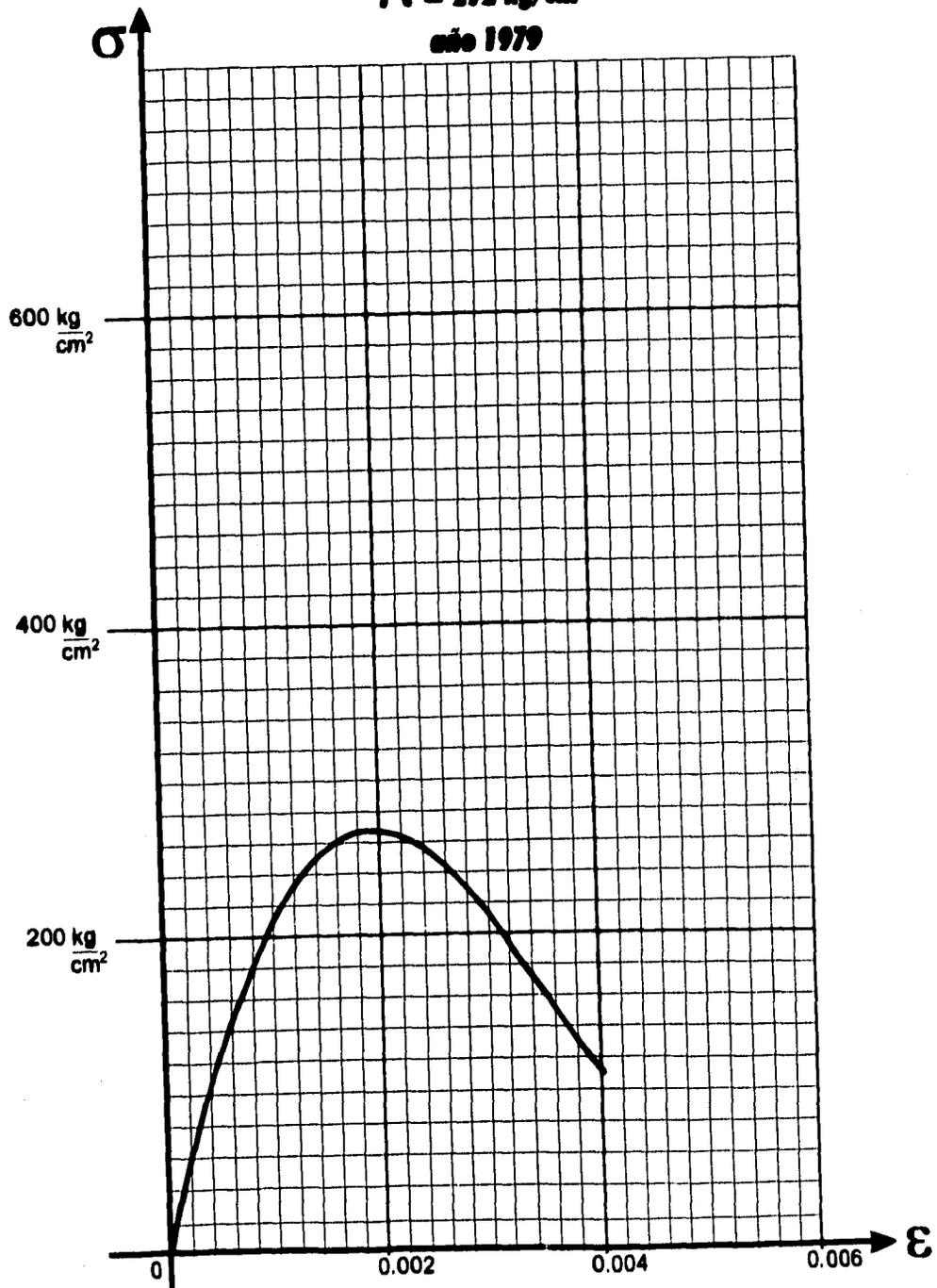
Capítulo Cuarto



**G. Winter - A.H. Nilson**

**$f'c = 272 \text{ kg/cm}^2$**

**año 1979**



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

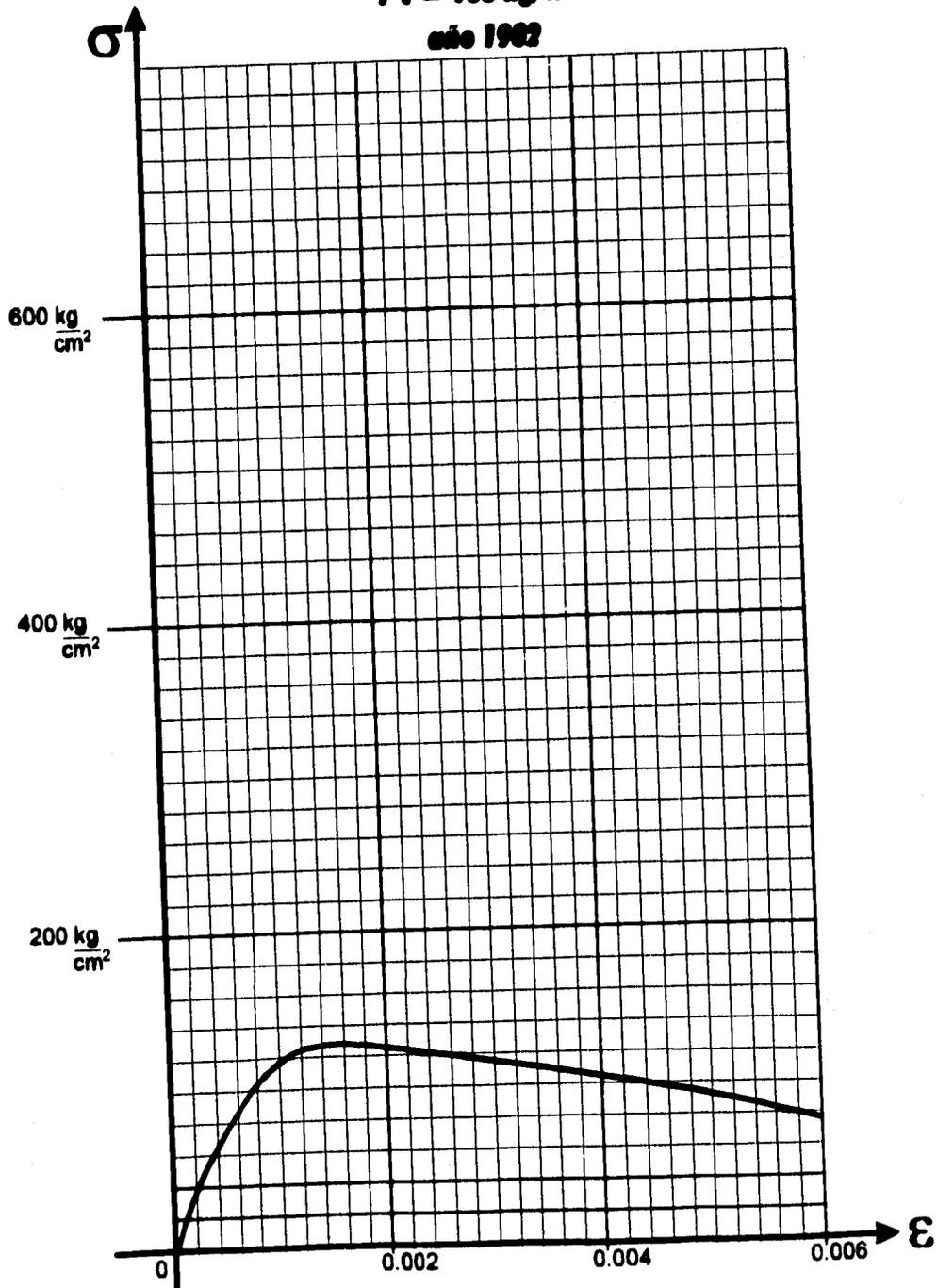
## Capítulo Cuatro



**Antoine L. Neuman**

**$f'_c = 133 \text{ kg/cm}^2$**

**año 1962**



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

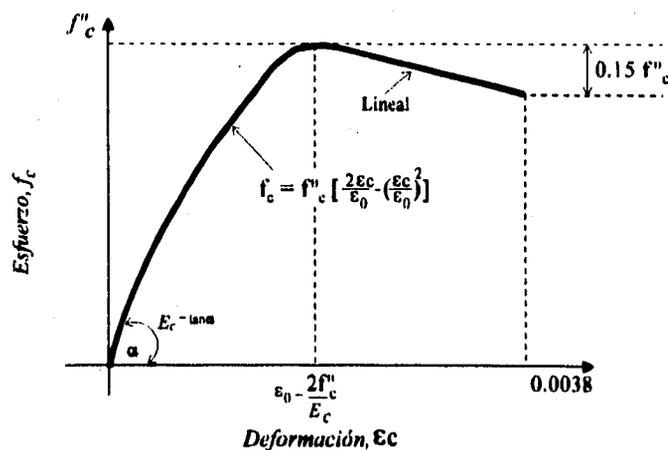
## Capítulo Cuatro



Las curvas son similares para diferentes resistencias de los concretos, para los rangos que se usan en todas las estructuras.

Si analizamos las gráficas vemos que lo único que varía en cada una de las curvas es el comportamiento de la rama descendente que depende del límite supuesto de deformación útil del concreto, pero por alta que sea la resistencia, el concreto siempre alcanzará una deformación unitaria de 0.0038; el resto de esa rama no tiene importancia, ya que esta deformación en la mayoría de los códigos de todo el mundo se tiene como límite de uso.

Esto se idealiza en los trabajos de Hognestad y la curva para cualquier concreto es igual variando ciertos parámetros que son función de su  $f'_c$



Suponiendo que las pruebas de carga sobre cilindros bajo esfuerzo uniaxial no representaran el comportamiento real de elementos a flexión, estos se pueden correlacionar con los estudios y evidencias experimentales de Kent y Park, donde concluyen que la parte ascendente de la curva de cilindros es similar, y la parte descendente varía en función del acero de confinamiento (estribos o anillos), y que

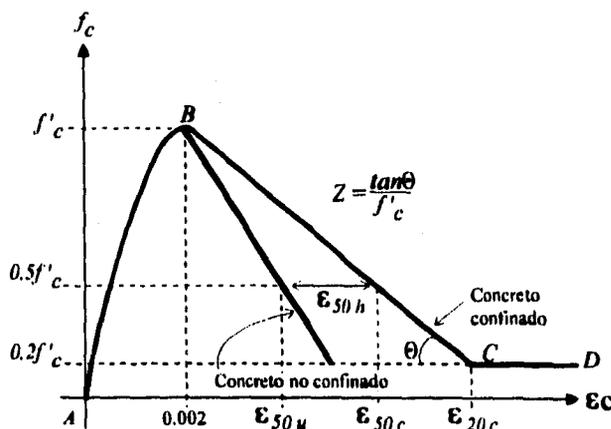
# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Cuatro



en última instancia existe aumento en el volúmen de esfuerzos al incrementar este confinamiento, pero sin ser nunca menor que la curva de los cilindros de esfuerzo uniaxial.

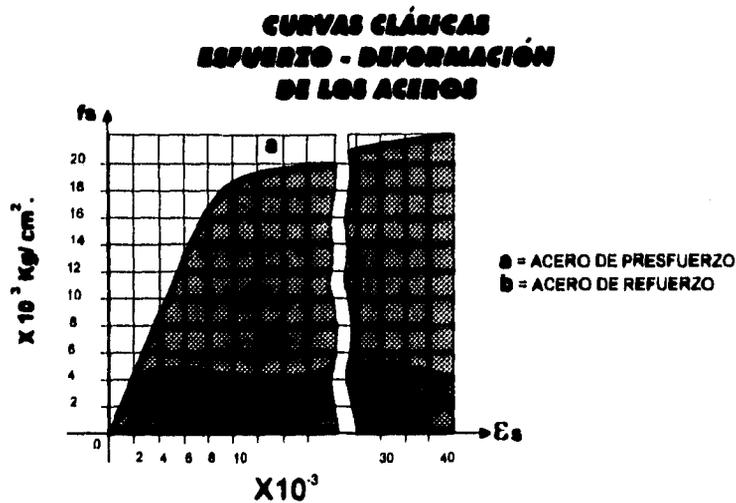
Por otro lado, el diagrama de Hognestad,  $f''c$  se refiere al esfuerzo máximo a compresión uniaxial alcanzado en un miembro a flexión, que podrá diferir de la resistencia  $f'c$  de un cilindro de pruebas, sin embargo, el mismo Hognestad, la PCA y Rùsh en diferentes trabajos encontraron que las curvas esfuerzo- deformación de los especímenes cilíndricos que nos dan por definición el  $f'c$  son semejantes a las curvas esfuerzo-deformación de los especímenes a flexión  $f''c$ .



Curva Idealizada de Kent y Park.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Cuarto



Las gráficas anteriores de los aceros de refuerzo y presfuerzo nos indican que los dos materiales se comportan elásticamente hasta más o menos un 80% de resistencia última.

En la actualidad los elementos tradicionales de concreto reforzado sin presfuerzo se calculan por diseño al límite y se revisan para satisfacer su buen comportamiento para cargas de servicio. Por el otro lado, los elementos de concreto totalmente presfuerzo se diseñan por esfuerzos de trabajo con criterio elástico y posteriormente se revisan para que cumplan con los factores adecuados de seguridad en diseño al límite. En ambos casos se deben cumplir los requerimientos de "Resistencia" y "Servicio"; lo mismo debe aplicarse a los elementos de concreto parcialmente presfuerzo.

Como ya se dijo, vamos a considerar que todos los elementos de "concreto

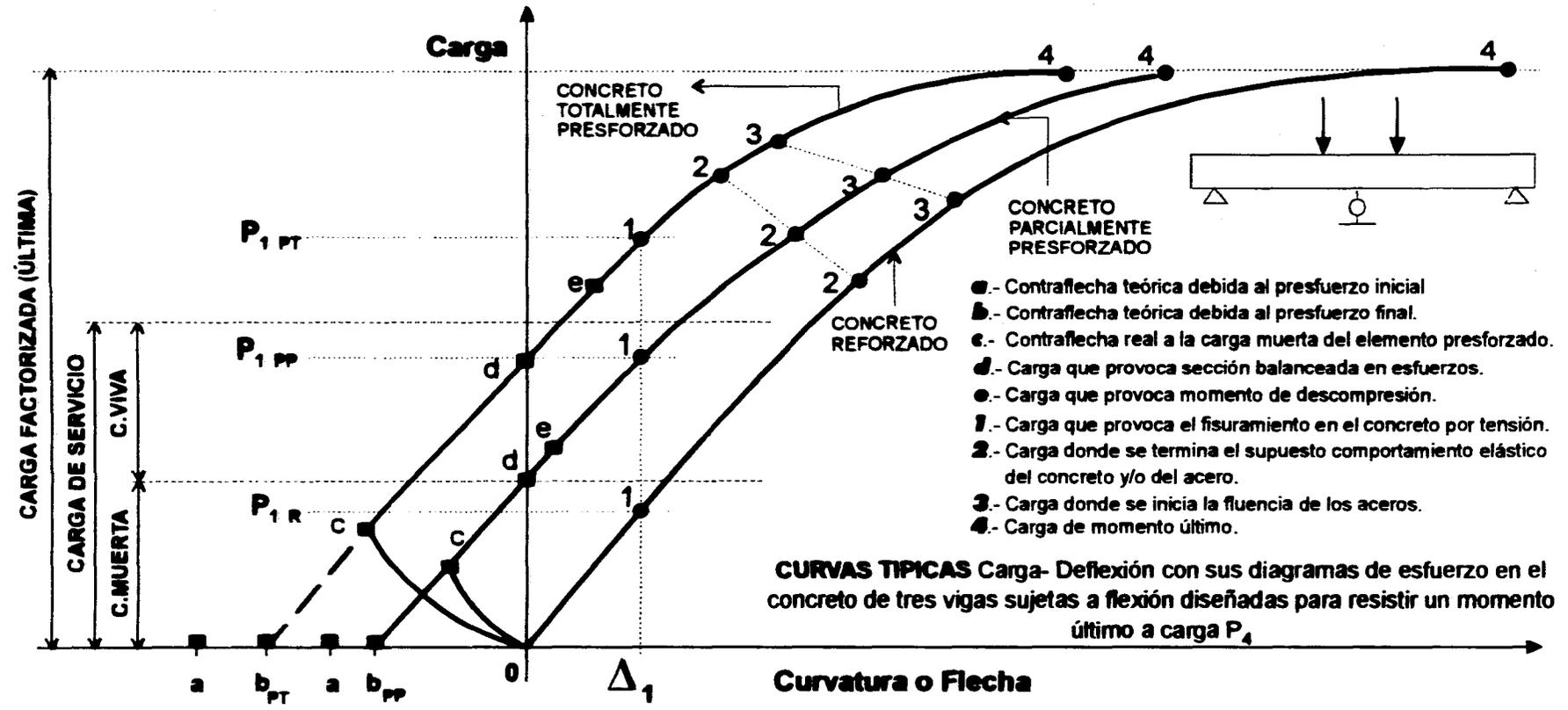
# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Cuatro

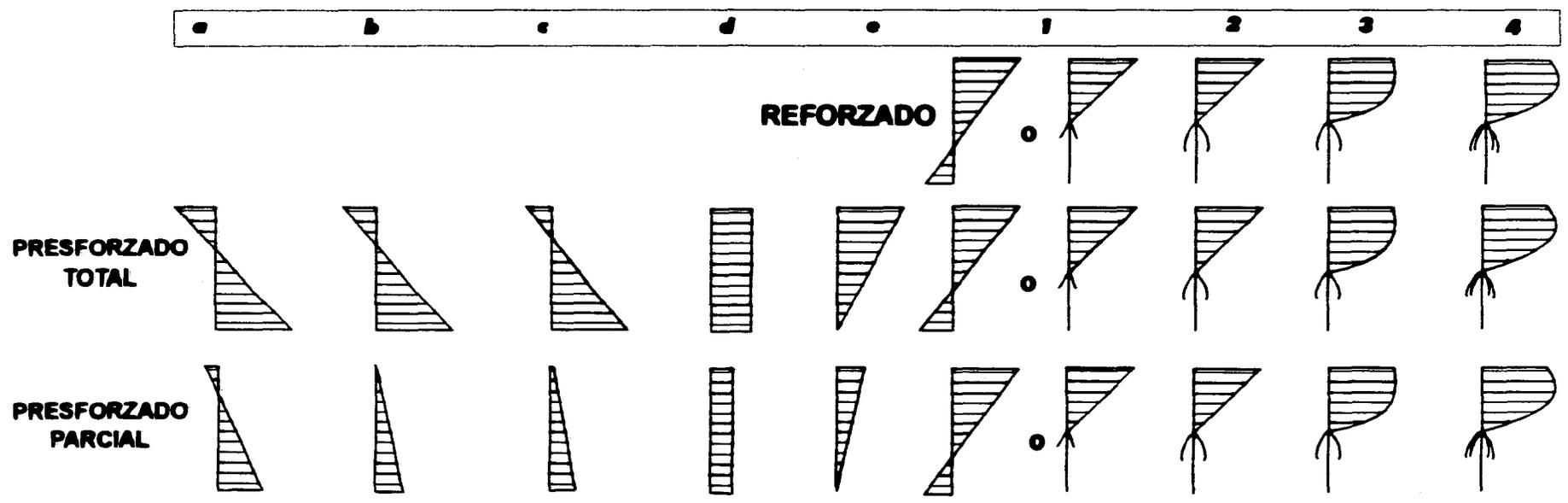


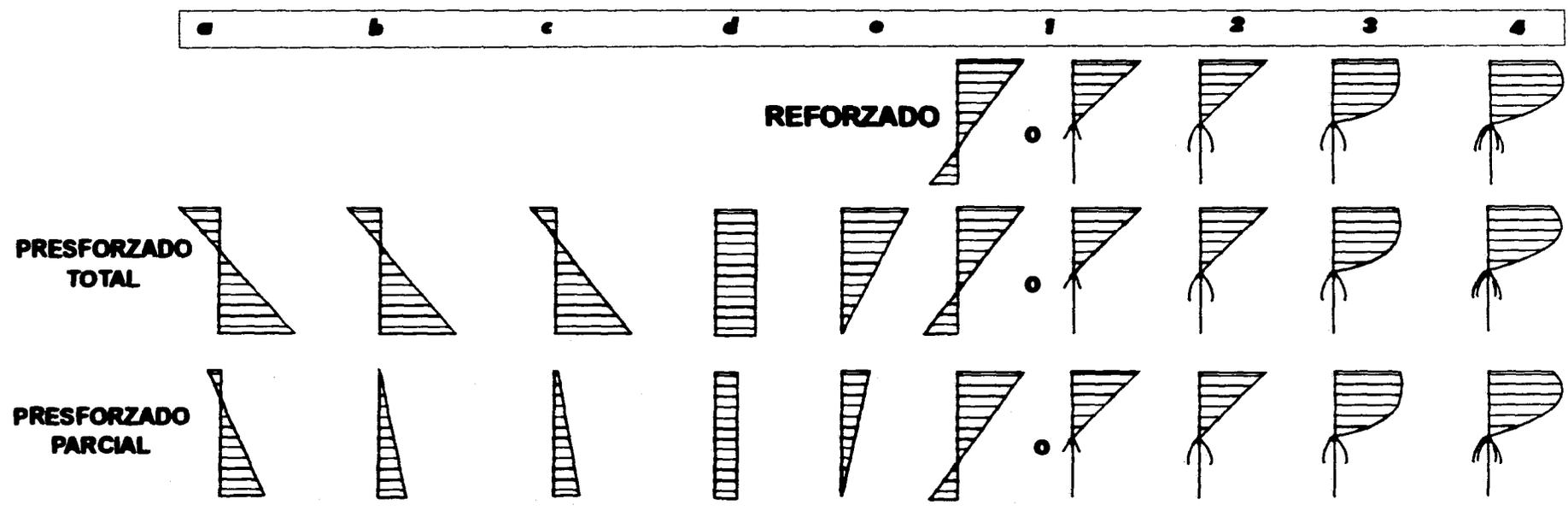
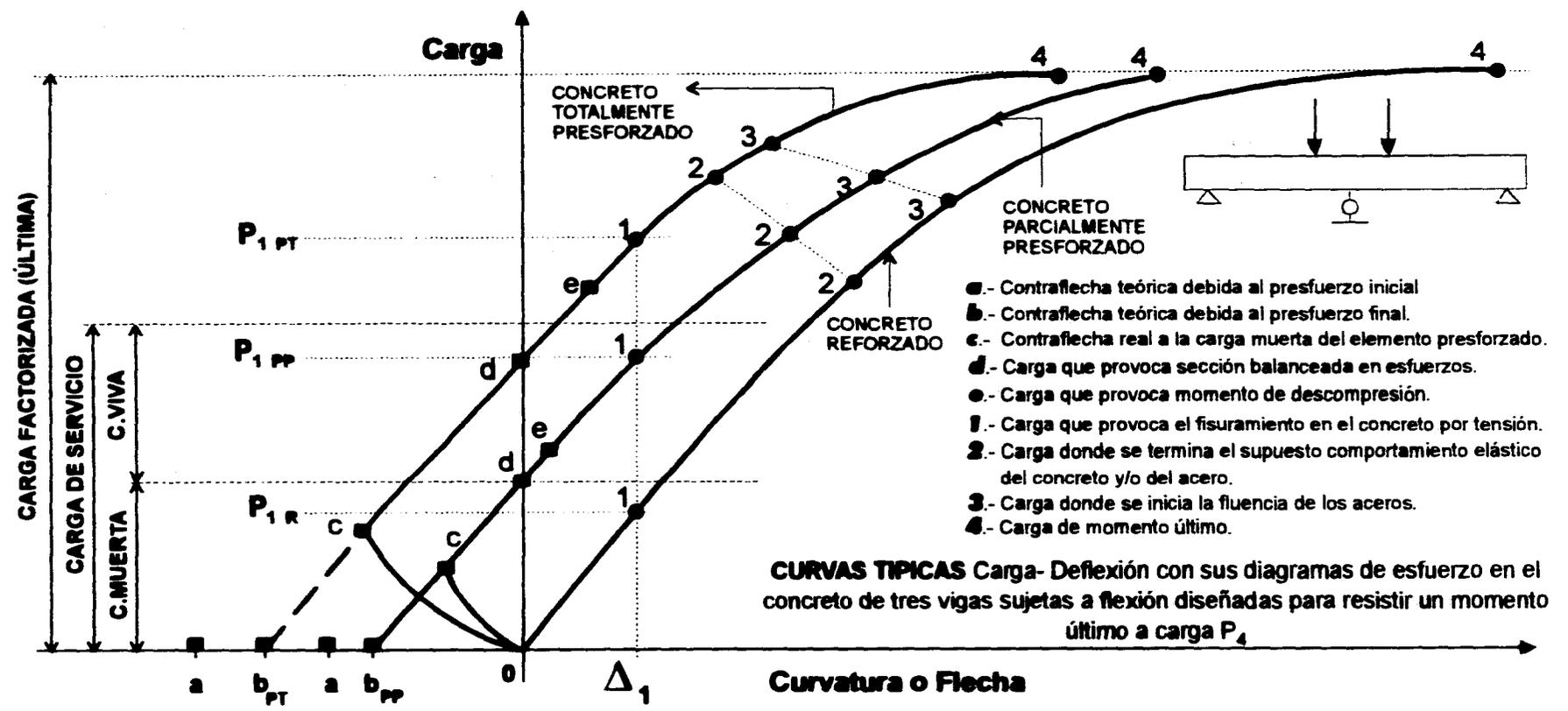
reforzado" son elementos de "concreto parcialmente presforzado", donde por la definición de este último, ocupa el total de campo del "concreto reforzado sin presfuerzo" y el del "concreto totalmente presforzado", es decir, ambos son casos particulares extremos.

A continuación presento una gráfica cualitativa típica Carga-Deflexión de curvas en "concreto totalmente presforzado", "concreto parcialmente presforzado" y "concreto reforzado" para elementos a flexión diseñado para la misma carga última y si las analizamos concienzudamente, descubrimos lo siguiente:



**CURVAS TÍPICAS** Carga-Deflexión con sus diagramas de esfuerzo en el concreto de tres vigas sujetas a flexión diseñadas para resistir un momento último a carga  $P_4$





# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Cuatro



1. El agrietamiento en los tres casos se inicia casi a la misma flecha o deflexión.
2. El mismo agrietamiento en los tres casos se inicia a momentos o cargas totalmente diferentes.
3. En el concreto reforzado el agrietamiento se inicia antes de llegar a la carga de servicio (en este caso antes de llegar a la carga muerta).
4. Como se señaló anteriormente la curva Carga-Deflexión del elemento parcialmente presforzado siempre se encuentra entre las otras dos curvas por lo que se puede afirmar que el concreto reforzado y el concreto totalmente presforzado son las fronteras baja y alta del concreto parcialmente presforzado.
5. Lo más importante de estos diagramas es que desde el momento que la sección deja de trabajar como sección homogénea e inicia su trabajo como sección agrietada, el comportamiento en esfuerzos de los tres elementos es similar.

Paralelamente y apoyados en los resultados experimentales de lo anteriormente expuesto, a continuación se señalan varias hipótesis del comportamiento básico de la unión de los dos materiales, concreto-acero:

1. Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas y perpendiculares al eje neutro después de la flexión (hipótesis de Bernoulli). Esto quiere decir que la distribución de deformaciones es lineal a través de la sección transversal. Esta hipótesis ha sido verificada mediante mediciones y es correcta para deformaciones unitarias del concreto hasta de 0.004.

2. La deformación en el acero y en el concreto que lo rodea es la misma antes del agrietamiento del concreto o de la fluencia del acero, es decir, no existen corrimientos relativos entre el concreto y el acero, por lo que se puede suponer que

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Cuarto



la deformación unitaria es la misma en el acero y en el concreto que se encuentran al mismo nivel.

3. El concreto en tensión se agrieta a temprana etapa de carga, como consecuencia, en cualquier cálculo de análisis de flexión no se toman en cuenta los esfuerzos que resiste el concreto. Despreciar la magnitud de estos esfuerzos no influye en las resistencias calculadas o, en todo caso, influyen del lado de la seguridad.

### **DIFERENTES FORMAS DE FALLA DE ELEMENTOS A FLEXIÓN.**

Cuando un elemento a flexión se carga hasta su colapso, son tres las formas clásicas de falla que se advierten en el elemento:

1a. El elemento está reforzado y/o presforzado con un "alto porcentaje" de acero. La falla sobreviene debido a que el concreto llega a su resistencia máxima a compresión; no pudiendo resistir más, truena y el colapso es repentino o súbito.

2a. El elemento está reforzado y/o presforzado con una cantidad "moderada" de acero. La falla se inicia debido a que el acero llega a su deformación máxima, cuando alcanza su límite elástico empieza a fluir mientras que el concreto se mantiene dentro de su resistencia. Este elemento continúa aceptando carga y es capaz de deformarse excesivamente antes de llegar al colapso final.

3a. El elemento tiene una "pequeña" cantidad de acero; el colapso también es repentino. Esta falla ocurre cuando el esfuerzo de tensión en el concreto excede su módulo de ruptura (o resistencia a la tensión), el concreto se fisura, y dado el bajo porcentaje en armado, no puede resistir el incremento de carga, se rompe sobreviniendo también un colapso repentino.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Cuarto



A la primera y tercera formas de falla se les llama "forma frágil de falla" y a la segunda, "forma dúctil de falla". La filosofía de todos los códigos de construcción en el mundo es reglamentar el diseño para que en el caso de sobrevenir la falla del elemento, ésta sea de forma dúctil. Este trabajo también se basa en la consideración que las fallas son del tipo dúctil.



# **Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto**

## *Capítulo Cinco*

### *Antecedentes del Diseño del Concreto.*



Se señaló en el Capítulo Dos que desde 1896 J. Mandl, de Viena, propuso el "Presfuerzo Parcial" como una solución a las desventajas del concreto reforzado, (exceso de fisuramiento y flecha); es decir, desde hace un siglo existe el antecedente de lo conveniente del trabajo conjunto del acero de refuerzo, acero de presfuerzo y el concreto, sin embargo desgraciadamente en esa "era secundaria" del concreto estructural no se obtuvo éxito al no existir aceros de alta resistencia y la "era cuaternaria" de Emperger y Aveles se sacudió por la controversia de 20 años con la filosofía de Freyssinet. Es decir el presfuerzo parcial tiene un siglo que lucha contra la corriente. Otra razón de la lentitud de la aceptación de este sistema es lo supuestamente complicado del diseño.

A partir de los últimos años de la década de los cincuenta, cuando Freyssinet aceptó que podría permitirse esfuerzo de tensión en el concreto superior a su módulo de ruptura, desde ese momento se abrió la mente de muchos investigadores al tratar de solucionar esta segunda razón que complica el diseño proponiendo un sinúmero de modelos matemáticos para resolver este problema.

Las escuelas o metodologías han sido muchas pero estas se pueden resumir en tres básicamente:

#### **ESCUELA OCCIDENTAL**

A esta metodología la llamaremos "Occidental" ya que está concebida en Europa y Estados Unidos, es encabezada por el profesor Antoine Naaman de la Universidad de Ann Arbor Michigan. El método de diseño se realiza de un modo similar al del concreto reforzado sin presfuerzo; es decir, se determinan las áreas de los aceros de la sección por estados límites de resistencia y posteriormente se hacen

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Cinco



las revisiones y comprobaciones necesarias.

El estudiar esta metodología a fondo nos ha llevado a constatar que los resultados teóricos son congruentes con los resultados en la práctica y que además es un método que con algunos cambios en los criterios de especificaciones (a los cuales se apega el profesor Naaman seguramente por su deformación de respeto irrestricto al reglamento ACI) y variando el criterio de idealización de comportamiento de los materiales, hace ver que tenemos frente a nosotros la forma más simple de unificación, con la ventaja de que se puede aplicar desde un punto de vista universal; es decir independientemente de cualquier código de construcción.

### ESCUELA ORIENTAL

A esta escuela la llamaremos "Metodología Oriental" ya que se está desarrollando en los países asiáticos encabezada por los profesores Shunji Inomata del Japón y Prosada Rao de la India. El método basa su diseño en criterios de servicio, determinando las áreas de los aceros en el estado límite de fisuración y realizando posteriormente las comprobaciones y revisiones en este estado y en el estado límite de resistencia. Este método de diseño es muy parecido a como se trabaja en el diseño de presfuerzo total actualmente.

### ESCUELA SUIZA

La llamaremos metodología "Intermedia", se inicia con el valor del "momento de descompresión"; con este momento se determina la fuerza necesaria para mantener la sección sin tensión en las fibras extremas de la zona menos comprimida; con la fuerza se determina el área de acero de presfuerzo  $A_{ps}$  siguiendo las reglas comunes de diseño de presfuerzo total.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Cinco



Con el área de acero de presfuerzo y conociendo el momento último actuante en la sección se obtiene el área de acero no presforzado e inmediatamente se realizan todas las comprobaciones y revisiones necesarias. Esta escuela que a la vista parece muy simple la encabeza el Dr. Hugo Bachman de Zurich, Suiza.

Con apego a la escuela occidental encabezada por el profesor Naaman se llevó a cabo la proposición del trabajo del Capítulo Siete con modificaciones de fondo respecto a los modelos matemáticos de idealización.

A continuación presento los principales modelos matemáticos que se han usado en la solución teórica del concreto estructural.

Este modelo de idealización (fig.5.1) realmente consiste en considerar el diagrama real de esfuerzo como una curva dada (como lo hace Luis C. Sabin que considera ésta una parábola de segundo grado). Esta forma se utilizó desde principios de siglo hasta la década de los treinta cuando la abandonan ya que nunca se consensó una curva típica para cualquier tipo de concreto.

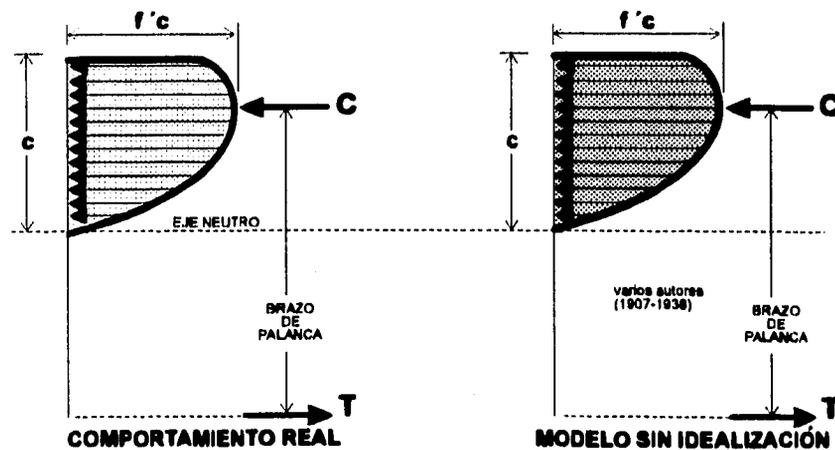


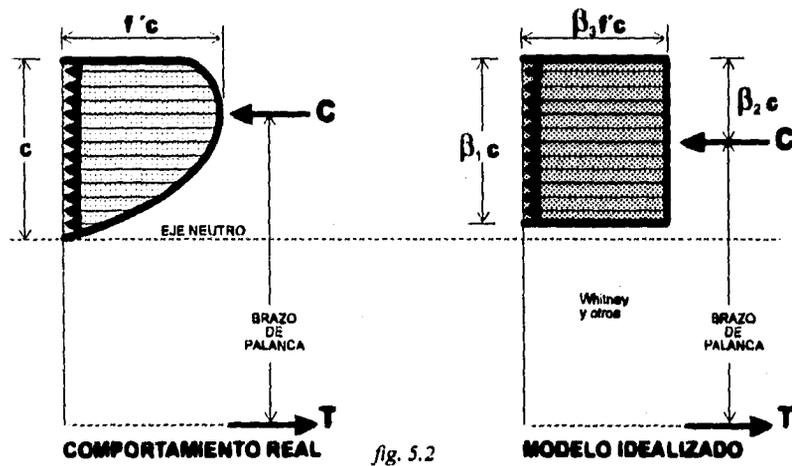
fig.5.1

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

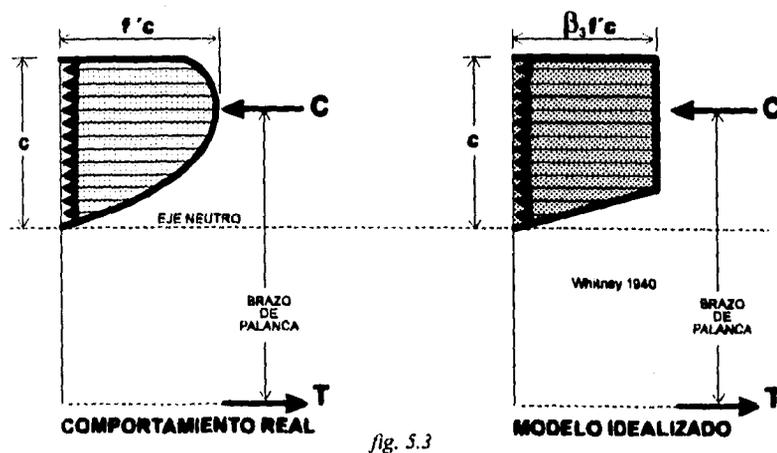
## Capítulo Cinco



En 1940 Whitney y algunos otros investigadores proponen un modelo matemático idealizado muy convincente que debe ser congruente con el comportamiento real (fig. 5.2). En nuestros días, en occidente se sigue usando este modelo, únicamente cambia el valor de los parámetros  $\beta_1$ ,  $\beta_2$ , y  $\beta_3$  dependiendo del código de que se trate.



También Whitney propuso un modelo idealizado (fig. 5.3). Este trata de semejar a la parábola real considerando que es un trapecio. No tuvo mucha aceptación y realmente no se generalizó su uso.



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Cinco



Este modelo matemático (fig. 5.4) es utilizado en la desaparecida URSS, como lo constatamos al ver los diagramas del Capítulo Tres sin llegar al detalle, en esa parte del mundo actualmente lo aplican. Este es un modelo de mi preferencia.

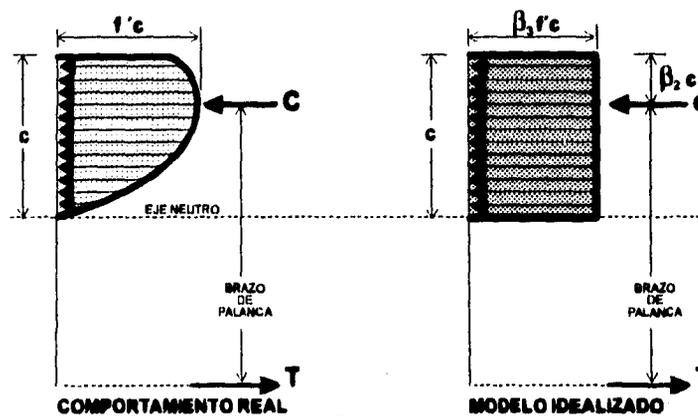


fig. 5.4

Por otro lado, existen varias razones para establecer un criterio unificado de los modelos matemáticos para el diseño de elementos de concreto estructural:

a) Casi todos los libros de texto modernos, principalmente los especializados en concreto presforzado, presentan sus perfiles con acero de refuerzo, que en ninguna parte del diseño se toma en cuenta figs. 5.5 y 5.6.

La razón de este refuerzo puede deberse a especificaciones o a necesidades constructivas.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Cinco

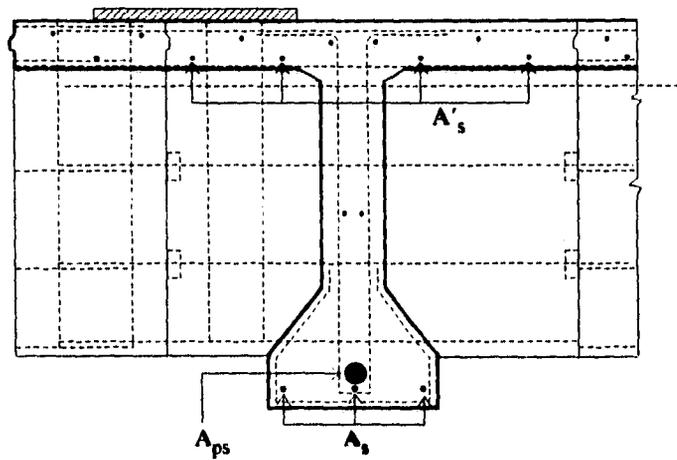


Fig. 5.5

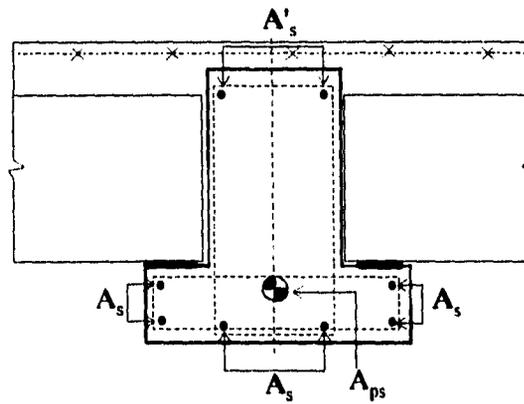


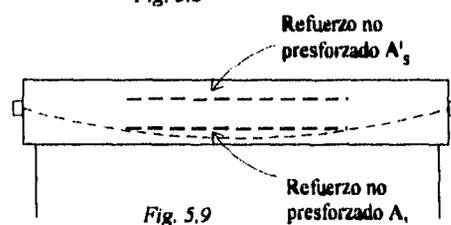
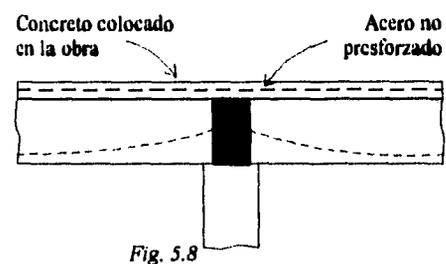
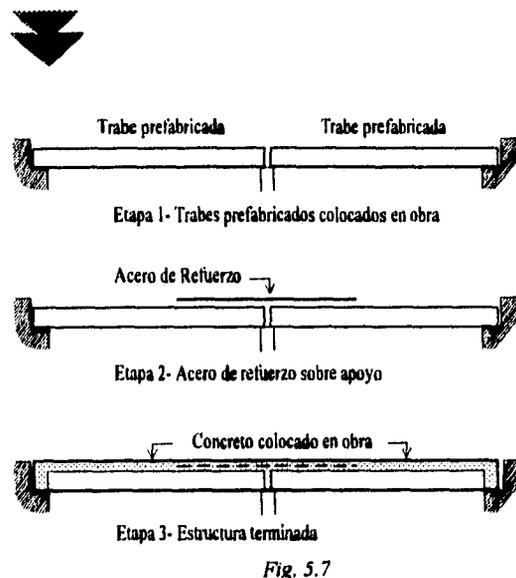
Fig. 5.6

b) De la misma manera, muchos de los diseños de estructuras, inclusive en el mismo elemento (losa, trabe continua), se diseñan con los criterios del concreto reforzado y del concreto presforzado Figs. 5.7, 5.8, y 5.9.

Figs. de T.Y.Lin,  
"Design of prestressed concrete  
structures."  
pags. 354, 528, 564

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Cinco



c) Sin embargo, la razón más importante es que, en un elemento de concreto, después de formadas las primeras fisuras en la zona de tensión, el comportamiento del concreto es idéntico o similar, ya sea que tenga refuerzo presforzado, no presforzado o ambos.

Durante años, cuando únicamente estaban en uso el concreto reforzado común y el concreto totalmente presforzado, parecía justificable usar métodos de diseño completamente diferentes para los dos sistemas de construcción; con la introducción del presfuerzo parcial, tal diferencia parece no satisfacer ningún propósito útil. Un método de diseño moderno debe permitir una suave transición del concreto reforzado, a través del parcialmente presforzado al concreto totalmente presforzado, esto es: un método de diseño en verdad para cualquier grado de presfuerzo.

Por consiguiente, el método debe presentar un criterio unificado ante todas las estructuras de concreto, sean reforzadas, parcialmente presforzadas o totalmente

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Cinco



presforzadas, tanto para diseño al límite como para condiciones límites de servicio.

El objetivo del método de diseño es determinar el refuerzo longitudinal presforzado y no presforzado en las secciones transversales obligadas de estructuras de elementos de concreto que cumplan los requerimientos de esfuerzo último. El diseño al corte y otros aspectos no están considerados aquí.

El método funciona sobre la consideración de que todas las secciones analizadas tienen un porcentaje de refuerzo no presforzado y el resto presforzado, y sin embargo, funciona para concreto totalmente reforzado o concreto totalmente presforzado, es decir, un elemento normal sin presfuerzo, no es más que un caso particular, el *extremo bajo*; y un elemento totalmente presforzado es otro caso particular, el *extremo alto*; por esta razón, de aquí en adelante como forma de hablar, consideraremos que todos los elementos son parcialmente presforzados.

El diseño indóneo de una estructura proyectada usualmente, no es un procedimiento directo; normalmente es necesario seguir el método de proceso cíclico; esto también se aplica en el diseño de estructuras de concreto.

Por último, es importante hacer notar que el método trabaja independientemente de cualquier reglamento en particular. Muchos de los datos básicos, como factores de carga (o factores de reducción de capacidad), constantes de materiales, deformación máxima útil, etcétera, se pueden tomar del código o reglamento exigido en la ciudad, estado o país que se desee.



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Seis

### Nomenclatura y Definiciones.



Comenzaremos por definir los principales términos y nomenclaturas que se usarán a partir de esta segunda parte. Por comodidad utilizaremos muchas de las definiciones y nomenclatura utilizada por el ACI.

Cuando convenga a la mejor comprensión del trabajo, se utilizará otra nomenclatura así como definiciones diferentes, muchas de las cuales son usadas por investigadores de estos temas.

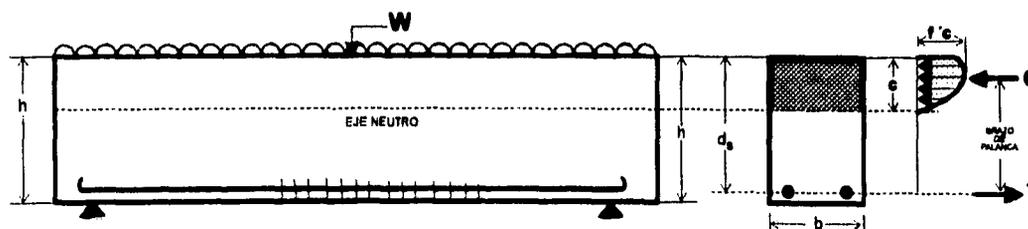
#### DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

##### CONCRETO ESTRUCTURAL

Elemento de concreto que contenga cualquier otro material o materiales con capacidad para resistir esfuerzos de tensión, colocados interna o externamente y que al hacerlos trabajar en conjunto sean capaces de resistir elementos mecánicos provocados por cargas externas de cualquier naturaleza

##### CONCRETO REFORZADO

Elemento de concreto estructural que contiene acero de refuerzo no presforzado; colocado en una posición estratégica capaz de resistir cargas externas hasta un grado deseado.



##### CONCRETO PRESFORZADO (O CONCRETO TOTALMENTE PRESFORZADO).

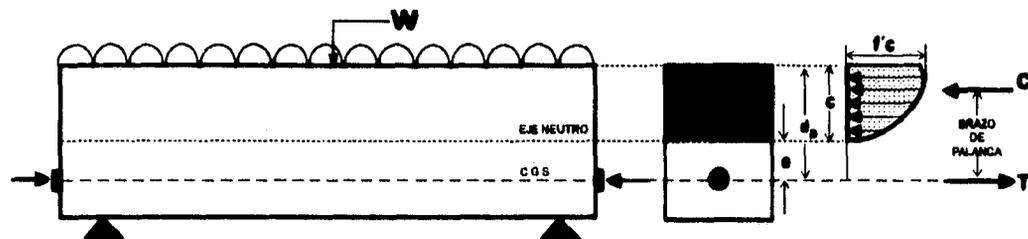
Elemento de concreto estructural en el cual se han introducido esfuerzos

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Séis



externos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes al aplicar las cargas externas se neutralizan a un grado deseado siempre y cuando estos esfuerzos no rebasen el módulo de ruptura del concreto a cargas de servicio.



### CONCRETO PARCIALEMTE PRESFORZADO

Elemento de concreto estructural que contiene acero de refuerzo presforzado y no presforzado interna o externamente, cuya intención sea resistir cargas externas de cualquier naturaleza.

### MÓDULO DE RUPTURA DEL CONCRETO

Esfuerzo máximo que resiste el concreto a esfuerzo de tensión.

### ELEMENTOS MECÁNICOS

Momento flexionante, fuerza cortante, momento torsionante flexocompresión, tensión diagonal a los que está sometido un elemento estructural.

### EJE NEUTRO

Línea donde cambian los esfuerzos de tensión a compresión.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Séis



## NOMENCLATURA

**A.C.I.** American Concrete Institute.

**N.T.C.D.F.** Normas Técnicas Complementarias del Departamento del D.F.

**A.P.** Área de esfuerzos de la parábola en compresión.

**A<sub>ps</sub>** Área de refuerzo presforzado.

**A<sub>s</sub>** Área de refuerzo no presforzado en tensión.

**A'<sub>s</sub>** Área de refuerzo no presforzado en compresión.

**b** Ancho total de la sección de un miembro en la zona de compresión.

**bw** Ancho del alma de la sección de un miembro en la zona de compresión de un miembro con patín.

**c** Distancia de la fibra externa de compresión al eje neutro.

**C** Fuerza de compresión resultante en la sección en el concreto debido a la fuerza de presfuerzo y la aplicación de fuerzas externas.

**C'** Fuerza de compresión resultante en la sección de concreto debido al acero de refuerzo no presforzado a compresión.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Carolina Sáiz



**C<sub>A</sub>** Fuerza de compresión resultante en la sección de concreto al considerar únicamente el volumen de esfuerzo de alma en perfil T.

**C<sub>p</sub>** Fuerza de compresión resultante en la sección de concreto al considerar únicamente el volumen de esfuerzos del patín en un perfil T.

**d<sub>s</sub>** Distancia de la fibra externa en compresión al centroide del refuerzo no presforzado a tensión.

**d'<sub>s</sub>** Distancia de la fibra externa en compresión al centroide del refuerzo no presforzado a compresión.

**d<sub>p</sub>** Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo presforzado.

$$d = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}$$

Distancia de la fibra extrema en compresión al centro de gravedad de la fuerza de tensión desarrollada por los aceros de refuerzo presforzados y no presforzados al momento de la fluencia.

**e** Excentricidad del presfuerzo.

**E<sub>c</sub>** Módulo de elasticidad del concreto.

**E<sub>s</sub>** Módulo de elasticidad del acero de refuerzo no presforzado.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Séis



- $E_{ps}$**  Módulo de elasticidad del acero de refuerzo presforzado.
- $f_c$**  Esfuerzo de trabajo del concreto.
- $f'_c$**  Esfuerzo máximo de concreto a compresión uniaxial en cilindros de prueba.
- $f''_c$**   $( 1.05 - \frac{f''_c}{1250} ) f''_c$  de acuerdo a las N.T.C.D.F.
- $f^*_c$**  Esfuerzo nominal del concreto a compresión de acuerdo a las N.T.C.D.F.
- $f_y$**  Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo no presforzado a tensión.
- $f'_y$**  Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo no presforzado a compresión.
- $f_s$**  Esfuerzo de trabajo del acero de refuerzo no presforzado a tensión.
- $f'_s$**  Esfuerzo de trabajo del acero de refuerzo no presforzado a compresión.
- $f_{ps}$**  Esfuerzo en el acero presforzado a la capacidad de resistencia nominal.
- $f_{py}$**  Esfuerzo especificado del acero de presfuerzo al momento de la fluencia.
- $f_{pu}$**  Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo no presforzado a compresión.
- $m$**  Pendiente en una ecuación de recta en un sistema de ejes coordenados.
- $M_u$**  Momento último resistente.

## Un procedimiento

# unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Séis



- T** Fuerza de tensión resultante de la suma de los aceros de refuerzo presforzado y no presforzado al momento de la fluencia.
- T<sub>A</sub>** Fuerza de tensión que equilibra la fuerza de compresión  $C_A$  del alma en un perfil T.
- T<sub>P</sub>** Fuerza de tensión que equilibra la fuerza de compresión  $C_P$  del alma en un perfil T.
- t** Peralte o espesor del patín en un elemento de sección T.
- W** Carga uniformemente repartida.
- x** Distancia de la fibra extrema de compresión al centro de gravedad de un área elemental de la parábola de esfuerzos compresión del concreto.
- $\beta_1$**  Factor por el que se multiplica la profundidad del eje neutro C para obtener la profundidad del bloque de compresiones del modelo matemático de Whitney.
- $\beta_2$**  Factor por el que se multiplica la profundidad del eje neutro C para obtener la profundidad del centro de gravedad de los esfuerzos de compresión del bloque de compresiones del modelo matemático de Whitney.
- $\beta_3$**  Factor por el que se multiplica la resistencia  $f'_c$  para obtener del eje neutro la base del bloque de compresiones del modelo matemático de Whitney.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Séis



- $\Delta_x$  Ancho elemental de la parábola de esfuerzos decompresión del concreto.
- $\epsilon_c$  Deformación unitaria del concreto.
- $\epsilon_{cu}$  Deformación unitaria útil del concreto.
- $\epsilon_s$  Deformación unitaria del acero de refuerzo.
- $\epsilon_y$  Deformación unitaria del acero de refuerzo al momento de la fluencia.
- $\sigma$  Unidades de esfuerzo en un sistema de ejes cartesianos.
- $\sigma_x$  Esfuerzo elemental del concreto en una parábola de esfuerzos cuando alcanza su deformación unitaria útil.
- $\rho$  Porcentaje de acero de refuerzo a tensión.
- $\rho_b$  Porcentaje de acero de refuerzo en sección balanceada en consideración de resistencia última.
- $\rho_{max.}$  Porcentaje de acero de refuerzo máximo de acuerdo al código de construcción de que se trate.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Seis



$\omega_G$  Índice de refuerzo general.

$\omega_P$  Índice de refuerzo presforzado.

$\omega_S$  Índice de refuerzo no presforzado a tensión.

$\omega'_S$  Índice de refuerzo no presforzado a compresión.



# **Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto**

## *Capítulo Siete*

### **Desarrollo del Procedimiento.**



Más que el desarrollo del procedimiento de unificación, es la "*Filosofía del Desarrollo del Procedimiento de Unificación*" que consiste en que:

a) La proposición del modelo matemático que cumple con la forma de comportamiento de los materiales, sea Concreto Reforzado, Concreto Presforzado o Concreto Parcialmente Presforzado.

b) El modelo matemático sea ciertamente independiente de cualquier Reglamento, siempre y cuando se sigan los criterios generales emanados de ellos en cuanto a la forma de falla y que podemos considerar en orden de importancia, como sigue:

1.- La falla del elemento debe ser de tipo dúctil, es decir, el refuerzo debe llegar a su límite de fluencia antes de que el concreto falle por compresión.

2.- Asegurar un mínimo de refuerzo que garantice que no ocurrirá el colapso del elemento inmediatamente después de que se formen las primeras fisuras de tensión en el concreto.

Teniendo en cuenta la filosofía de estos dos puntos, presentamos el estudio de nuestra proposición:

Hasta ahora con toda la gama de calidades en agregados, cementos y proporcionamientos, así como los procedimientos constructivos y necesidades de

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Siete



servicio de todo el mundo, se puede decir que los concretos de peso normal nunca llegan a colapsarse antes de alcanzar una deformación unitaria de 0.003 cuando se les somete a compresión; esta es la razón por la cual en casi todo el mundo se considera que cuando el concreto alcanza esta deformación unitaria, también alcanza su resistencia máxima útil.

En nuestra proposición únicamente se señala la deformación unitaria como un límite para evaluar la resistencia máxima del concreto, dejando a los organismos gubernamentales que hacen los códigos la fijación de este límite.

Tomemos una de las curvas de la clásica gráfica Esfuerzo-Deformación del concreto a compresión, para efecto de comprensión visual, permítaseme invertir los ejes coordenados y girar (como lo presentan los Rusos) y consideremos que la curva de esta gráfica representa los esfuerzos de compresión del concreto en un elemento a flexión, "armado" con refuerzo presforzado y no presforzado en una sección a su capacidad límite útil ya que todo el refuerzo está llegando a su límite de fluencia, de acuerdo al párrafo b. Fig. 7.1

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete

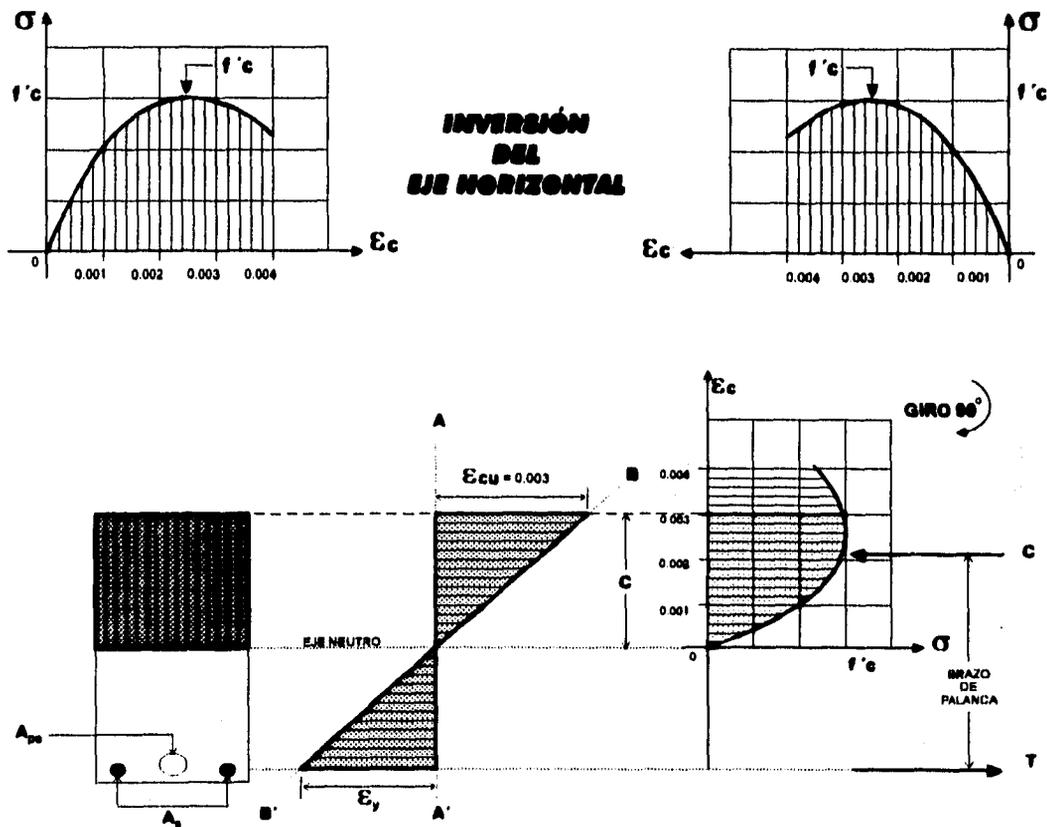


fig. 7.1

## ¿Qué nos dice la figura 7.1?

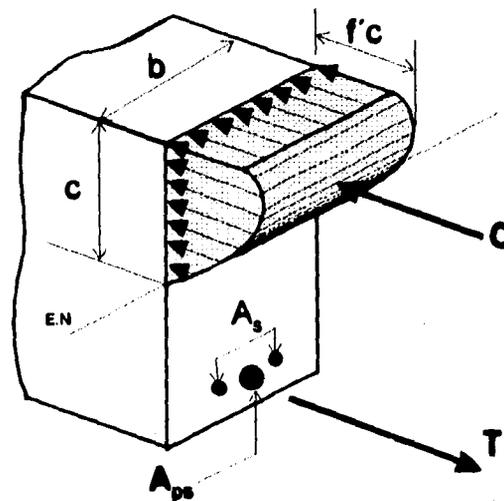
Que al diagrama Esfuerzo-deformación invertido y girado y al que le adosamos un elemento de concreto parcialmente presforzado haciendo coincidir al mismo nivel el eje neutro del elemento con el cero de la deformación llegando hasta una deformación unitaria útil del concreto de 0.003, la giramos y la colocamos en posición horizontal entre el elemento de concreto y el diagrama Esfuerzo-Deformación

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Siete



con el fin de construir el diagrama de deformaciones unitarias de la sección. El resto se completa al hacer coincidir los aceros con la fuerza total  $T$  y así terminar los dos diagramas. Para mostrarlo con claridad permítaseme presentarla en tercera dimensión en la siguiente figura 7.2



DISTRIBUCIÓN REAL

Figura 7.2

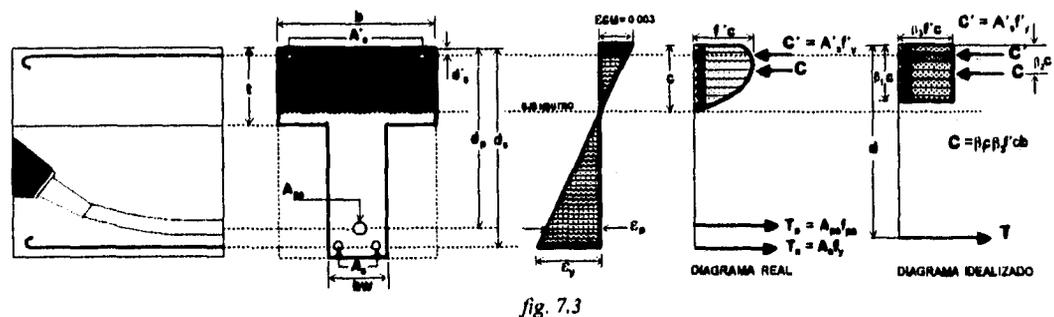
La tercera dimensión nos aclara qué pasa dentro de la trabe en el instante de que esta se carga a su capacidad límite útil, todo el refuerzo está llegando a su límite de fluencia en tensión y el concreto a esfuerzos de compresión que dependen de la forma de la curva Esfuerzo-Deformación de éste. El sistema tiene un brazo de palanca de una longitud que depende únicamente de los centros de gravedad del volumen de esfuerzos del concreto y del centro de gravedad de la fuerza de tensión al momento de la fluencia, todo este sistema está contrarrestando el momento exterior factorizado provocado por la carga total a que se está sometiendo este elemento estructural.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Siete



Con este recordatorio de cómo y qué está pasando dentro de una sección de concreto entremos al análisis de un elemento sometido a flexión. Fig. 7.3



### PERFIL RECTANGULAR O PERFIL T CON COMPORTAMIENTO RECTANGULAR

La fig. 7.3 nos muestra un perfil rectangular o perfil T con comportamiento rectangular, es decir,  $c \leq t$ , con su diagrama de esfuerzos en su momento último resistente de un elemento de concreto parcialmente presforzado sometido a flexión

En primer lugar definamos la profundidad:

$$d = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (\text{Ec. 7.1})$$

Que no es otra cosa que la profundidad del centro de gravedad de la fuerza de tensión al momento de la fluencia. De acuerdo a la misma figura 7.3 y por equilibrio de fuerzas:

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Sexto



$$\Sigma F = 0 \quad T = C + C'$$

$$A_{ps} f_{ps} + A_s f_y = \beta_1 c \beta_3 f'_{cb} + A'_s f'_y$$

o lo que es lo mismo

$$\beta_1 c \beta_3 f'_{cb} = A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y \quad (\text{Ec.7.2})$$

Dividamos la Ecuación 7.2 entre  $bd f'c$

$$\frac{\beta_1 c \beta_3 f'_{cb}}{bd f'c} = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y}{bd f'c}$$

$$\frac{\beta_1 c \beta_3}{d} = \frac{A_{ps} f_{ps}}{bd f'c} + \frac{A_s f_y}{bd f'c} - \frac{A'_s f'_y}{bd f'c} \quad (\text{Ec.7.3})$$

Bautizando a cada término del segundo miembro:

$$\frac{A_{ps} f_{ps}}{bd f'c} = \omega_p = \text{Índice de Refuerzo Presforzado}$$

$$\frac{A_s f_y}{bd f'c} = \omega_s = \text{Índice de Refuerzo no presforzado a tensión.}$$

$$\frac{A'_s f'_y}{bd f'c} = \omega'_s = \text{Índice de Refuerzo no presforzado a compresión.}$$

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Sixte



A la suma algebraica

$$\omega_G = \omega_P + \omega_S - \omega'_S \quad \text{Índice de Refuerzo General}$$

de donde :

$$\omega_G = \frac{\beta_1 c \beta_3}{d} \quad (\text{Ec. 7.4})$$

para efecto de visualizar el significado de la Ecuación 7.4, multipliquemos y dividamos el segundo miembro de esta por  $bf'c$

$$\omega_G = \frac{1}{bdf'c} [\beta_1 c \beta_3 f'cb] \quad (\text{Ec. 7.5})$$

y de 7.2 sustituyendo el paréntesis de 7.5

$$\omega_G = \frac{1}{bdf'c} [A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y] \quad (\text{Ec. 7.6})$$

o lo que es lo mismo

$$\omega_G = \frac{1}{bdf'c} \times \text{Fuerza de compresión desarrollada por el concreto.}$$

$$\omega_G = \frac{1}{bdf'c} \times \text{Fuerza neta de tensión desarrollada por los aceros.}$$

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Sexto



A la suma algebraica

$$\omega_G = \omega_P + \omega_S - \omega'_S \quad \text{Índice de Refuerzo General}$$

de donde :

$$\omega_G = \frac{\beta_1 c \beta_3}{d} \quad (\text{Ec. 7.4})$$

para efecto de visualizar el significado de la Ecuación 7.4, multipliquemos y dividamos el segundo miembro de esta por  $bf'c$

$$\omega_G = \frac{1}{bdf'c} [\beta_1 c \beta_3 f'cb] \quad (\text{Ec. 7.5})$$

y de 7.2 sustituyendo el paréntesis de 7.5

$$\omega_G = \frac{1}{bdf'c} [A_{ps} f_{ps} + A_{sy} f_y - A'_s f'_y] \quad (\text{Ec. 7.6})$$

o lo que es lo mismo

$$\omega_G = \frac{1}{bdf'c} \times \text{Fuerza de compresión desarrollada por el concreto.}$$

$$\omega_G = \frac{1}{bdf'c} \times \text{Fuerza neta de tensión desarrollada por los aceros.}$$

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Siete



Dado que  $\omega_G$  es proporcional a la fuerza resistente  $C$  generada por el volumen  $\beta_1 \beta_3 f'_{cb}$ , se ve que no es necesario conocer la composición de las fuerzas de tensión, ya que estas se equilibran con el block de compresión; es decir, el block de compresión equilibra las fuerzas de tensión, sean estas producidas por acero de presfuerzo, acero de refuerzo o ambos, y en cualquier porcentaje, por lo que se concluye que como se ha definido el Índice de Refuerzo General  $\omega_G$ , es un parámetro unificador entre concreto reforzado, presforzado y parcialmente presforzado.

Por otro lado; de la fig. 7.3

Tomando momentos con respecto a T:

$$M_u = \beta_1 \beta_3 f'_{cb} (d - \beta_2 c) + A'_s f'_y (d - d'_s) \quad (\text{Ec. 7.7})$$

si de la Ec. 7.4

$$\omega_G = \beta_1 \beta_3 \frac{c}{d} \quad \therefore \text{despejamos } c ;$$

$$c = \frac{\omega_G d}{\beta_1 \beta_3} \quad (\text{Ec. 7.8})$$

Sustituyendo el valor de  $c$  dado en la Ec. 7.8 en la Ec. 7.7 nos queda:

$$M_u = \frac{\omega_G d \cancel{\beta_1} \cancel{\beta_3} b f'_{cb}}{\cancel{\beta_1} \cancel{\beta_3}} \left( \frac{d - \beta_2 \omega_G d}{\beta_1 \beta_3} \right) + A'_s f'_y (d - d'_s)$$

Efectuando operaciones:

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Continúa con



$$M_u = b d^2 f' c \omega_G \left( 1 - \frac{\beta_2 \omega_G}{\beta_1 \beta_3} \right) + A'_s f'_y (d - d'_s) \quad (\text{Ec. 7.9})$$

Si es físicamente un perfil T lo anterior es cierto si:

$$c = \frac{\omega_G d}{\beta_1 \beta_3} \leq t$$

La Ec. 7.9 nos resuelve el momento último de cualquier perfil con comportamiento rectangular.

## PERFILES T CON COMPORTAMIENTO T.

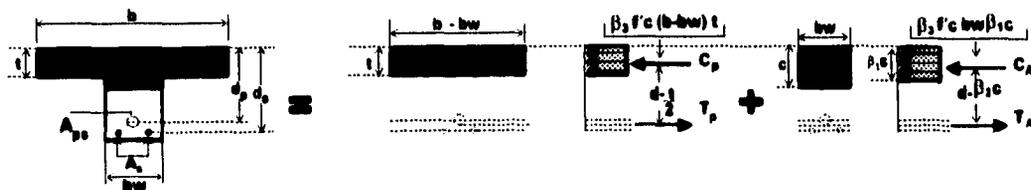


Fig. 7.4

En la fig. 7.4 recurrimos a un artificio de cálculo separando los diagramas de esfuerzos hipotéticos del patín y del alma, los cuales deben estar en equilibrio.

Desarrollando los diagramas de la Fig. 7.4 y tomando en cuenta que:

# El procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Siete



$$d = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (\text{Ec. 7.1})$$

La suma total  $T$  de las tensiones es igual a la tensión  $T_A$  del alma más la tensión  $T_P$  del patín.

$$T = T_A + T_P$$

y dado que el total  $T$  de los aceros de refuerzo es:

$$T = A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \quad \therefore$$

$$A_{ps} f_{ps} + A_s f_y = T_A + T_P \quad (\text{Ec. 7.10})$$

Equilibrando la sección del patín: La zona de compresión del patín

$$C_P = \beta_3 f'c (b - bw) t = T_P \quad (\text{Ec. 7.11})$$

La zona de compresión del alma :

$$C_A = \beta_1 c \beta_3 f'c bw \quad (\text{Ec. 7.12})$$

$$C_A = T_A \quad (\text{Ec. 7.13})$$

de la Ec. 7.10

$$T_A = A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - T_P \quad (\text{Ec. 7.14})$$

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Siete



Sustituyendo el valor de  $T_A$  dado en la Ecuación 7.13 en la 7.14

$$C_A = A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - T_P \quad (\text{Ec.7.15})$$

Tomando los valores de  $C_A$  y  $T_P$  dados por las Ecuaciones 7.11 y 7.12. y sust. en 7.15

$$\beta_1 \beta_3 f'c bw = A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - \beta_3 f'c (b - bw)t$$

Despejando a  $c$  la profundidad del eje neutro.

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - \beta_3 f'c (b - bw)t}{\beta_1 \beta_3 f'c bw} \quad (\text{Ec.7.16})$$

Por otro lado tomando momentos con respecto a T de todas las fuerzas:

$$M_u = C_P \left( d - \frac{t}{2} \right) + C_A (d - \beta_2 c) \quad (\text{Ec.7.17})$$

Tomando en cuenta la Ec. 7.11 y 7.15 en la Ecuación 7.17 nos queda.

$$M_u = \beta_3 f'c (b - bw)t \left( d - \frac{t}{2} \right) + A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - \beta_3 f'c (b - bw)t (d - \beta_2 c)$$

(Ec.7.18)

Las Ecuaciones 7.16 y 7.18 nos resuelven el momento último de cualquier perfil T con comportamiento T.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



## RESUMEN DE FÓRMULAS

$$d = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (\text{Ec.7.1})$$

### SECCIÓN RECT. O SECCIÓN T CON COMPORTAMIENTO RECTANGULAR

$$\text{si: } c = \frac{\omega_G d}{\beta_1 \beta_3} \leq t$$

$$M_u = b d^2 f'c \omega_G \left( 1 - \frac{\beta_2 \omega_G}{\beta_1 \beta_3} \right) + A_s' f_y' (d - d_s') \quad (\text{Ec. 7.9})$$

### SECCIÓN T CON COMPORTAMIENTO T

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - \beta_3 f'c (b - bw) t}{\beta_1 \beta_3 f'c bw} \quad (\text{Ec.7.16})$$

$$M_u = \beta_3 f'c (b - bw) t \left( d - \frac{t}{2} \right) + A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - \beta_3 f'c (b - bw) t (d - \beta_2 c)$$

(Ec.7.18)

Para tranquilidad de todos pasemos de la fórmula general aplicada a un elemento rectangular simplemente "armado" encajonado al Código ACI 318-89  
Cap. 10.2.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Siete



De los coeficientes de Whitney:

$$\beta_1 = \left( 1.05 - \frac{f'c}{1400} \right) \leq 0.85$$

$$\beta_2 = \frac{\beta_1}{2} \quad \beta_3 = 0.85 = \text{CTE.} \quad A'_s = 0$$

$$d = \frac{0 + A_s f_y d_s + 0}{0 + A_s f_y} = d_s ; \quad d = d_s$$

$$\omega_G = \omega_P + \omega_s - \omega'_s = 0 + \omega_s - 0$$

$$\omega_G = \omega_s = \frac{A_s f_y}{bd_s f_c}$$

Sustituyendo los valores anteriores en la Ec. 7.9

$$M_u = bd_s^2 f'c \omega_s \left( 1 - \frac{\beta_1 \omega_s}{2 \beta_1 \times 0.85} \right) + 0$$

$$M_u = bd_s^2 f'c \omega_s (1 - 0.59 \omega_s)$$

que es la fórmula del código ACI 318- 89 Cap 10.2.

Ahora a un elemento similar encajonado al Código de las NTCDF 89  
Cap.2.1.2 (2.5):

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



$$f''c = 0.8 f'c \quad \beta_1 = 0.8 = \text{CTE} \quad \beta_2 = \frac{\beta_1}{2} = 0.4$$

$$\beta_3 = \left( 1.05 - \frac{f''c}{1250} \right) \leq 0.85 \quad f''c = \beta_3 f'c; \quad q_s = \frac{A_s f_y}{b d_s f''c}$$

$$q_s = \frac{A_s f_y}{b d_s f''c}; \quad d = d_s \quad A'_s = 0$$

si  $f''c = \beta_3 f'c \quad \therefore \quad f'c = \frac{f''c}{\beta_3}$

$$q_s = \frac{\omega_s}{\beta_3} \quad \therefore \quad \omega_s = q_s \beta_3$$

$$M_u = \frac{b d_s^2 f''c \beta_3 q_s}{\beta_3} \left( 1 - \frac{0.4 q_s \beta_3}{0.8 \beta_3} \right) + 0$$

$$M_u = b d_s^2 f''c q_s ( 1 - 0.50 q_s )$$

que es la fórmula del Código de NTCDF 89 Cap. 2.1.2 (2.5).

Con esto concluiría el trabajo del modelo de unificación en diseño al limite que se pueden aplicar a los dos códigos que en la mayoría de los casos manejamos, el ACI y las NTCDF, sin embargo, se me queda algo que siempre me ha inquietado y creo que es tiempo de externar.

## Un procedimiento

## unificado para el Diseño del Concreto

### Capítulo Siete



Apliquemos el Código 318 del ACI a un problema donde se trata de encontrar el momento último resistente de un elemento simplemente "armado" de acuerdo a los datos reales de la fig 7.5

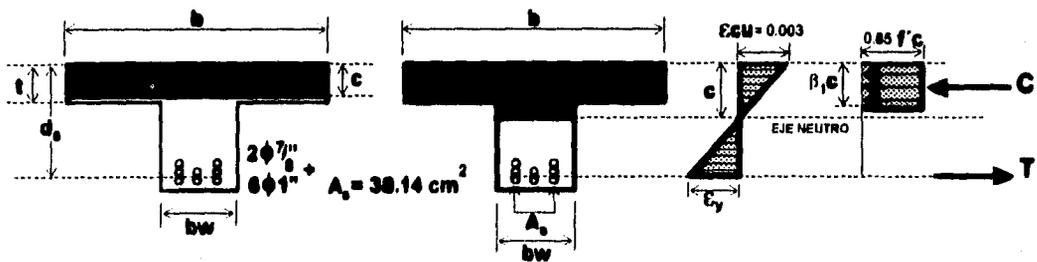


fig 7.5

### DATOS

$b = 60 \text{ cm}$	$A = 38.14 \text{ cm}^2$
$b_w = 22.5 \text{ cm}$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
$t = 10 \text{ cm}$	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
$d_s = 70 \text{ cm}$	$E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

$$\beta_1 = \left(1.05 - \frac{350}{1400}\right) = 0.80$$

$$\beta_1 = 0.80 \quad \beta_3 = 0.85 \text{ (CTE.)}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Siete



### POR EQUILIBRIO DE FUERZAS CONSIDERÁNDOLA SECCIÓN RECTANGULAR.

$$C = T; \quad 0.85f'c\beta_1 cb = A_s f_y$$

$$\text{como } \beta_1 = 0.80; \quad c = \frac{A_s f_y}{0.80 \times 0.85 f'cb}$$

● Sustituyendo valores del problema para ver si se comporta como viga rectangular o realmente es una sección T.

$$c = \frac{38.14 \times 4200}{0.80 \times 0.85 \times 350 \times 60} = 11.21 \text{ cm} > t = 10 \text{ cm}$$

● Lo que quiere decir que su comportamiento es sección T, por lo que debemos corroborar a c con las fórmulas correctas.

● Primero revisemos que no esté sobrerreforzada.

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_{cu}} = \frac{d-c}{c} \quad \therefore \epsilon_s = \epsilon_{cu} \frac{d-c}{c}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{70 - 11.21}{11.21} = 0.015$$

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



- El acero empieza a fluir a:

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4200}{2 \times 10^6} ; \epsilon_y = 0.0021 < 0.015$$

- Luego el fierro fluye antes que el concreto llegue a su deformación unitaria útil de 0.003

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b ; \rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left( \frac{0.85 \times 0.8 \times 350}{4200} \right) \left( \frac{6000}{6000 + 4200} \right)$$

$$\rho_{max} = 0.025$$

$$A_s \max = \rho_{max} bwd = 0.025 \times 22.5 \times 70$$

$$A_s \max = 39.37 \text{ cm}^2 > = 38.14 \text{ cm}^2 \quad \text{BIEN}$$

- Ahora corroboremos la profundidad del eje neutro dado que efectivamente es sección T.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



## POR EQUILIBRIO DE FUERZAS EN LA SECCIÓN T

$$C = T ;$$
$$0.85 f'c ct ( b- bw) + 0.85 f'c \beta_1 cbw = A_s f_y \quad \therefore$$

$$c = \frac{A_s f_y - 0.85 f'c t ( b- bw)}{0.85 f'c bw \beta_1}$$

● Sustituyendo por los valores del problema

$$c = \frac{38.14 \times 4200 - 0.85 \times 350 \times 10 \times ( 60 - 22.5 )}{0.85 \times 350 \times 22.5 \times 0.80}$$

$$c = \frac{160188 - 111562.5}{5355}$$

$$c = 9.08 \text{ cm.} \quad \dots \dots \dots \quad ?$$

Primero nos encontramos que al aplicar la fórmula para corroborar que es comportamiento rectangular (que es lo común en el 95% de los casos prácticos) resulta que su comportamiento es de verdadera sección T; al aplicar la fórmula para encontrar y corroborar la profundidad del eje neutro del comportamiento T resulta que ahora es rectangular, puesto que c nos resulta menor que el espesor del patín t.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Siete



La razón de esta incongruencia radica en que en los dos códigos al utilizar el modelo idealizado de Whitney (lo que es válido). El coeficiente  $\beta_1$  lo señalan siempre menor que 1.

Sin profundizar mucho en lo anterior esto provoca inconsistencias que nos llevan a aberraciones como la señalada.

A continuación propongo un cambio que nos lleva a ver todo con mucha más claridad; lo único que quiero marcar es el camino, no precisamente los coeficientes o las fórmulas, pues eso le corresponde a los Organismos Reguladores.

Recordando del Capítulo Cinco cuando vimos el uso totalmente lícito y válido de los modelos matemáticos de idealización, si tomamos el modelo donde la profundidad del eje neutro se conserva, es decir, hacemos  $\beta_1$  igual a 1 y encontramos a  $\beta_2$  y  $\beta_3$ .

### ¿Cómo encontramos $\beta_3$ ?

Pues simplemente analizando y deduciendo que  $c \beta_3 f'c$  debe ser igual al área de la parábola a la deformación unitaria útil del concreto. Fig. 7.6

La forma de llegar a  $\beta_3$ :

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete

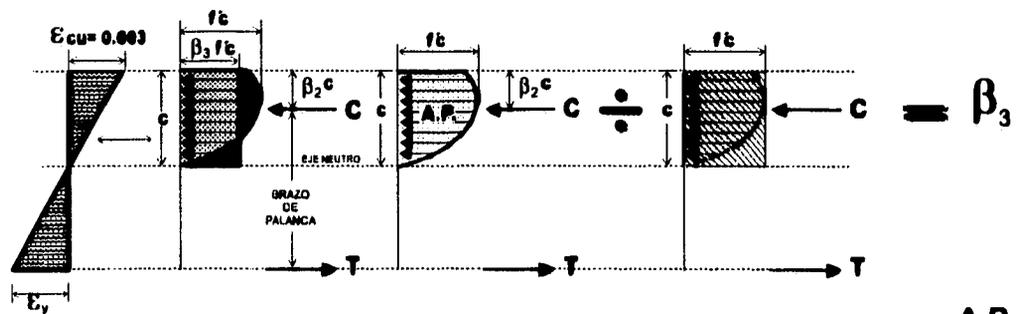


fig. 7.6

$$c\beta_3 f'c = A.P. \therefore \beta_3 = \frac{A.P.}{c f'c}$$

¿Ahora cómo llegamos a  $\beta_2$ ?

Pues únicamente encontrando el centro de gravedad de la parábola a la deformación unitaria útil del concreto.

La fig. 7.7 nos vuelve a aclarar un camino simple:

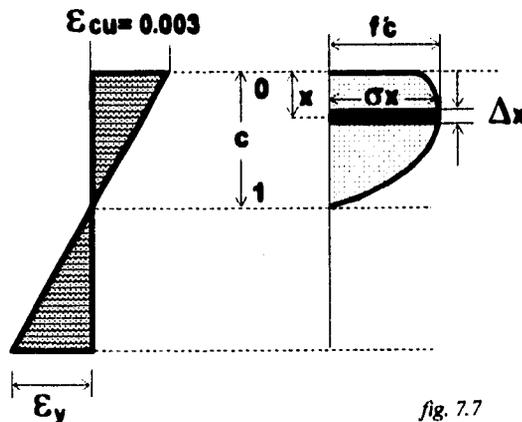


fig. 7.7

$$\sum_0^{c=1} \frac{x \Delta x \sigma x}{\Delta x \sigma x} = \beta_2 c = \beta_2$$

A continuación presento un estudio de 16 diagramas Esfuerzo-Deformación

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

*Capítulo Sexto*



de cilindros de prueba tomados de diferentes instituciones, diferentes investigadores, diferentes lugares, diferentes épocas, diferentes agregados pétreos y diferentes cementos, tomando únicamente, para fijar ideas, la deformación unitaria útil de 0.003 en todos los casos. Efectuando lo señalado en las figs. 7.6 y 7.7 en 15 incrementos elementales obtengo de cada una de las 16 resistencias  $f'c$  los valores de  $\beta_2$ ,  $\beta_3$  y la relación más importante  $\frac{\beta_2}{\beta_3}$ .

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



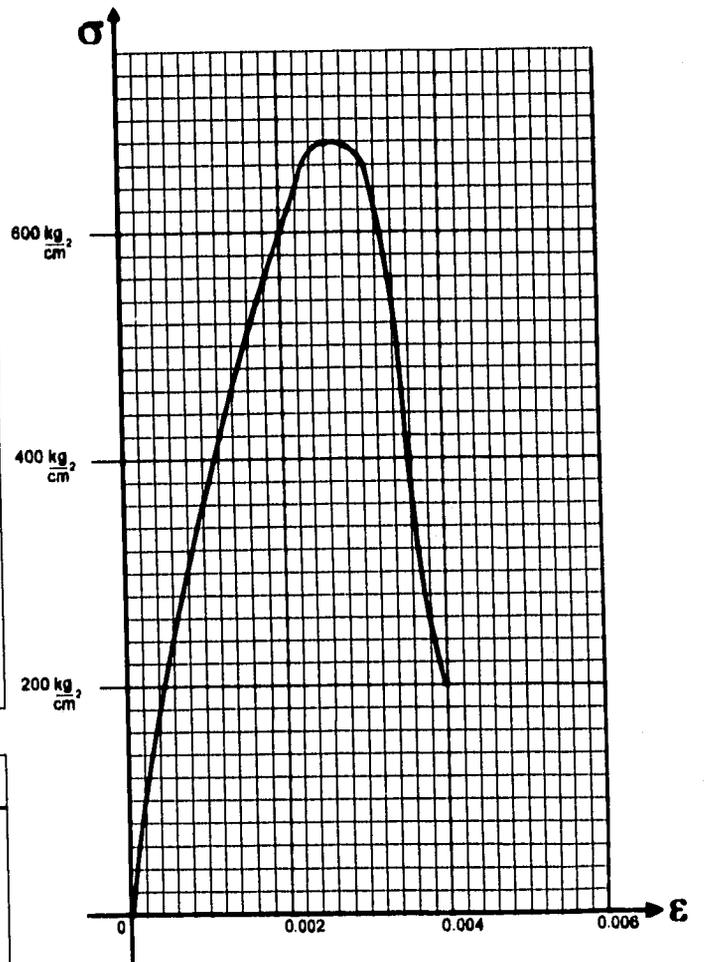
**Manual of conc. A. C.I**

**$f'c = 680 \text{ kg/cm}^2$**

**año 1989**

$f'c = 680 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
60	14.5	870
143	13.5	1930.5
204	12.5	2680
268	11.5	2967
312	10.5	3276
363	9.5	3448.5
420	8.5	3670
475	7.5	3670
528	6.5	3438.5
582	5.5	3201
627	4.5	2821.5
667	3.5	2334.5
680	2.5	1700
680	1.5	1020
870	0.5	330
<b>6,671</b>		<b>37,032.5</b>

$f'c = 680 \text{ kg/cm}^2$	
A.T = $680 \times 15 = 10,200$	
$\beta_1 = \frac{6,671}{10,200} = 0.6540$	$\beta_2 = \frac{5.6513}{15} = 0.3701$
$x = \frac{37,032.5}{6,671} = 5.5513$	$\frac{\beta_1}{\beta_2} = \frac{0.3701}{0.6540} = 0.57$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



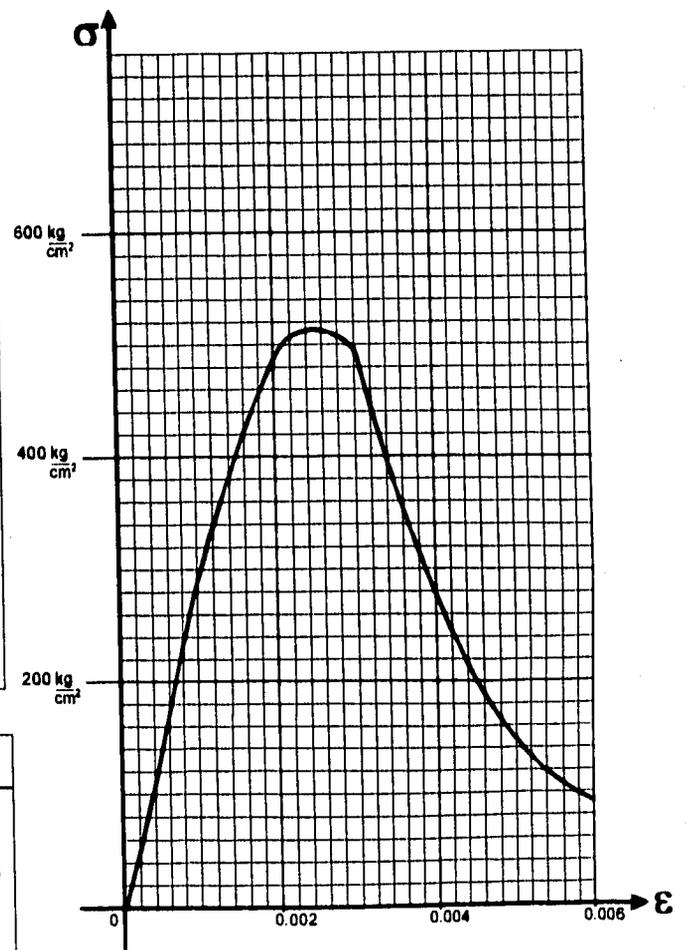
**Antoine L. Neaman**

**$f'c = 518 \text{ kg/cm}^2$**

**año 1962**

$f'c = 518 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
42	14.6	609
119	13.6	1606.6
164.8	12.6	2310
246	11.6	2817.6
287	10.6	3013.6
331.8	9.6	3162.1
380.8	8.6	3236.8
408.8	7.6	3066
441	6.6	2866.6
476	5.6	2618
499.8	4.6	2249.1
513.8	3.6	1799.3
516.6	2.6	1291.6
512.4	1.6	788.6
496.6	0.6	247.6
5,454.4		31,661.2

$f'c = 518 \text{ kg/cm}^2$	
A.T = 516.6 X 15 = 7,749	
$\beta_3 = \frac{5,454.4}{7,749} = 0.7039$	$\beta_2 = \frac{5.8029}{15} = 0.3869$
$x = \frac{31,661.2}{5,454.4} = 5.8029$	$\frac{\beta_2}{\beta_3} = \frac{0.3869}{0.7039} = 0.55$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Nueve



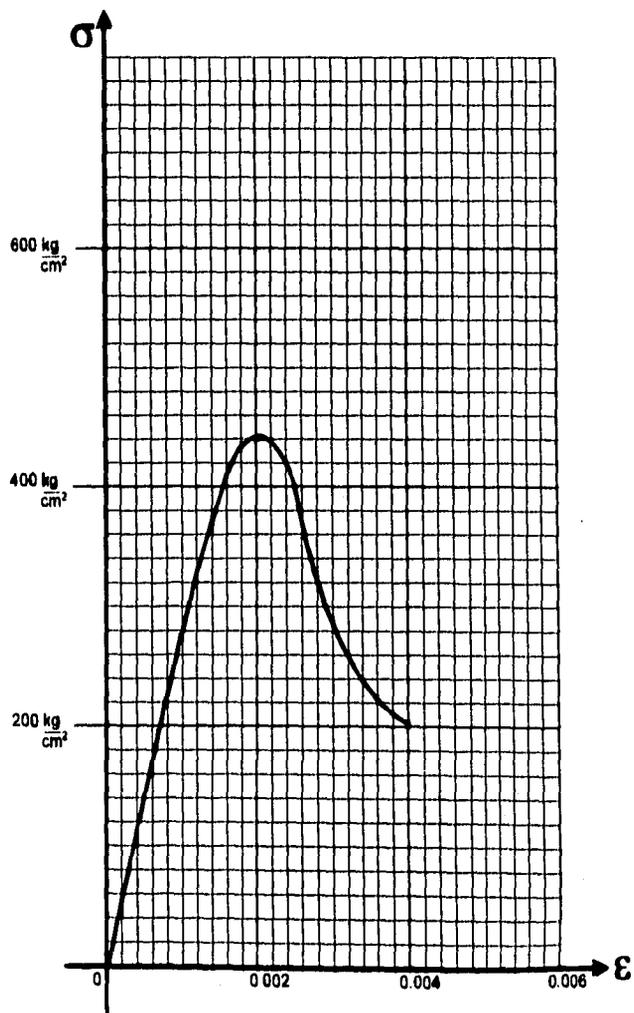
**Dr. Edward G. Nawy**

**$f'_c = 441 \text{ kg/cm}^2$**

**año 1985 U.S.A**

$f'_c = 441 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
28	14.5	406
57	13.5	1174.5
142	12.5	1775
193	11.0	2219.5
240	10.5	2620
283	8.5	2588.5
323	8.5	2745.5
360	7.5	2700
383	8.5	2564.5
419	5.5	2304.5
433	4.5	1948.5
436	3.5	1522.5
420	2.5	1050
390	1.5	585
344	0.5	172
<b>4,490</b>		<b>26,356</b>

$f'_c = 441 \text{ kg/cm}^2$	
A.T = $441 \times 15 = 6,615$	
$\beta_3 = \frac{4,490}{6,615} = 0.6788$	$\beta_1 = \frac{5.8722}{15} = 0.3915$
$x = \frac{26,356}{4,490} = 5.8722$	$\frac{\beta_2 = 0.3915}{\beta_3 = 0.6788} = 0.58$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



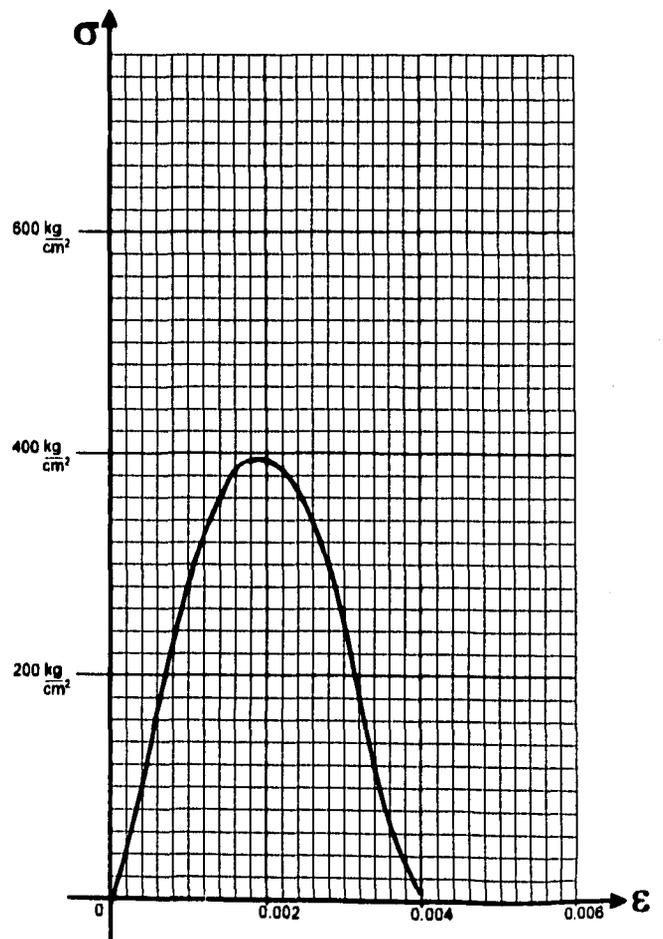
**G. Winter - A.M. Nilson**

**$f'c = 396 \text{ kg/cm}^2$**

**año 1979**

$f'c = 396 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
33.5	14.5	488.75
87	13.5	1174.5
143.5	12.5	1703.75
197.5	11.5	2271.25
248	10.5	2604
281	9.5	2764.5
331	8.5	2813.5
366	7.5	2748
390	6.5	2638
396.5	5.5	2180.75
389.5	4.5	1762.75
387	3.5	1284.5
336	2.5	840
296	1.5	447
248	0.5	124
<b>4,122.5</b>		<b>25,816.25</b>

$f'c = 396 \text{ kg/cm}^2$	
<b>A.T = 396.5 X 15 = 5,947.5</b>	
$\beta_1 = \frac{4,122.5}{5,947.5} = 0.6931$	$\beta_2 = \frac{6.2623}{15} = 0.4175$
$x = \frac{25,816.25}{4,122.5} = 6.2623$	$\frac{\beta_2}{\beta_1} = \frac{0.4175}{0.6931} = 0.60$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Nueve



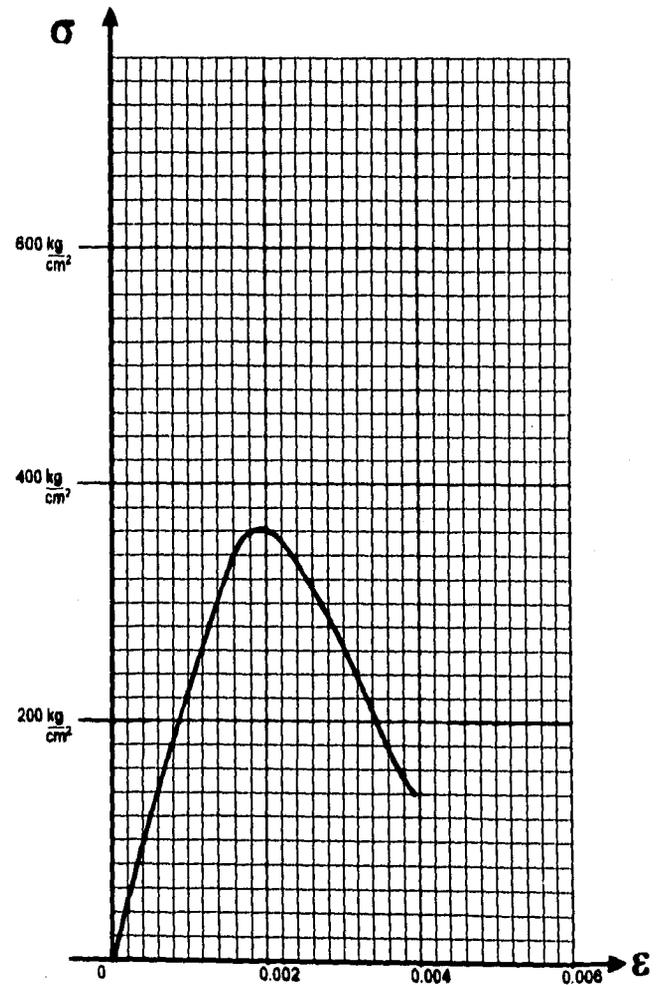
**Dr. Edward G. Nawy**

**$f'_c = 364 \text{ kg/cm}^2$**

**código 1985 U.S.A.**

$f'_c = 364 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
28	14.5	406
78	13.5	1063
126	12.5	1676
174	11.5	2001
220	10.5	2310
260	9.5	2470
294	8.5	2489
326	7.5	2446
348	6.5	2249
360	5.5	1980
369	4.5	1616.5
347	3.5	1214.5
326	2.5	618
300	1.5	450
270	0.5	138
<b>3,814</b>		<b>23,218</b>

$f'_c = 364 \text{ kg/cm}^2$	
$A.T = 364 \times 15 = 5,460$	
$\beta_1 = \frac{3,814}{5,460} = 0.6988$	$\beta_2 = \frac{6.0976}{16} = 0.4068$
$x = \frac{23,218}{3,814} = 6.0976$	$\frac{\beta_2}{\beta_1} = \frac{0.4068}{0.7024} = 0.58$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



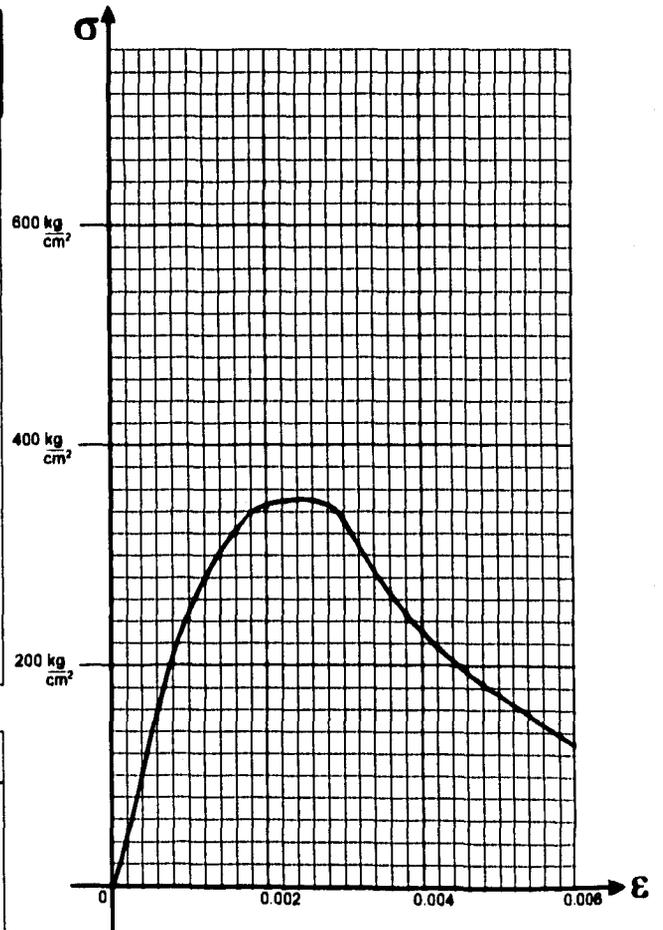
**T.Y. Lin**

**$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$**

**código 1955 U.S.A**

$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
28.4	14.5	426.3
86.4	13.5	1182.9
137.2	12.5	1716
183.4	11.5	2109.1
226.4	10.5	2366.7
261.8	9.5	2487.1
289.9	8.5	2463.3
312.2	7.5	2341.5
328	6.5	2139.5
338.8	5.5	1863.4
345	4.5	1582.5
348.6	3.5	1220.1
350	2.5	875
347.2	1.5	520.8
341.8	0.5	170.8
<b>3,924.8</b>		<b>23,403</b>

$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$	
$A.T = 360 \times 15 = 5,250$	
$\beta_2 = \frac{3,924.8}{5,250} = 0.7476$	$\beta_1 = \frac{5,9629}{15} = 0.3975$
$x = \frac{23,403}{3,924.8} = 5.9629$	$\frac{\beta_2}{\beta_1} = \frac{0.3975}{0.7476} = 0.53$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Siete



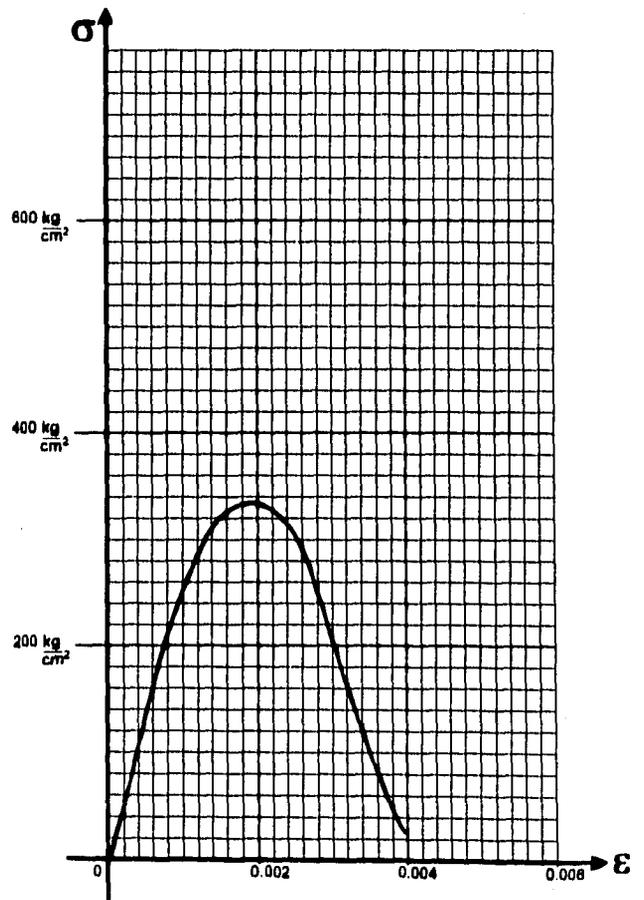
**G. Winter - A.M. Nilson**

**$f'_c = 335 \text{ kg/cm}^2$**

**año 1958**

$f'_c = 335 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
21.6	14.6	331.76
76.6	13.6	1032.76
131	12.6	1637.6
163	11.6	2104.6
220	10.6	2404.6
263	9.6	2499.6
294	8.6	2499
317.6	7.6	2381.26
332	6.6	2169
336	5.6	1842.6
320.6	4.6	1482.76
312	3.6	1092
291	2.6	727.6
298	1.6	402
240	0.6	120
<b>3,623</b>		<b>22,894.5</b>

$f'_c = 336 \text{ kg/cm}^2$	
$A.T = 336 \times 15 = 5,028$	
$\beta_1 = \frac{3,623}{5,028} = 0.7210$	$\beta_2 = \frac{6,2640}{16} = 0.4176$
$x = \frac{22,894.5}{3,623} = 6.2640$	$\frac{\beta_2}{\beta_1} = \frac{0.4176}{0.7210} = 0.58$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

*Cantidad Sierra*

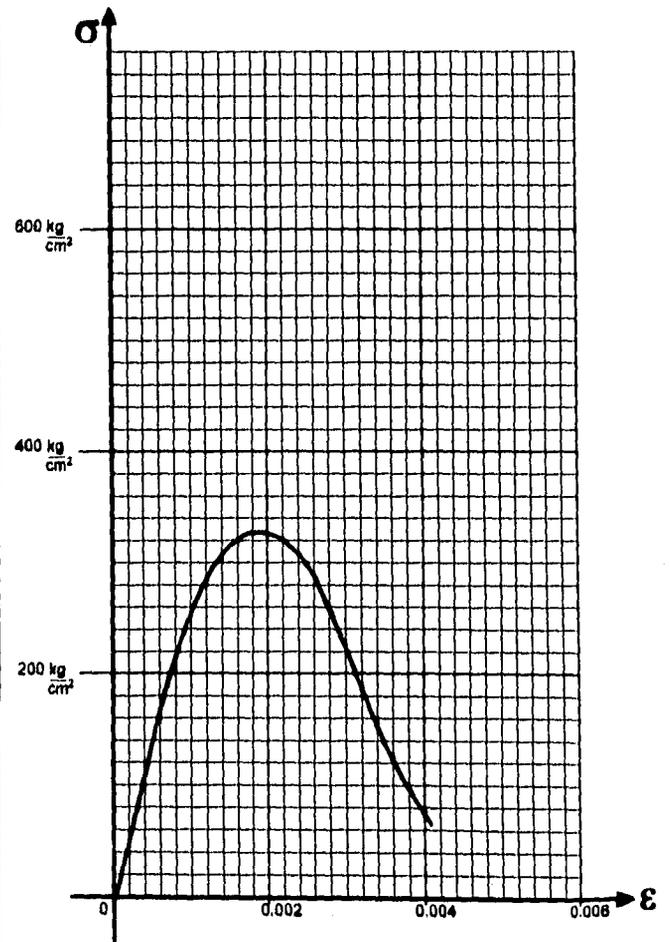


**Boris Bresler**

**$f'c = 332 \text{ kg/cm}^2$**

$f'c = 332 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
36	14.5	622
88.5	13.5	1208.25
142	12.5	1775
188.5	11.5	2144.75
228.6	10.5	2398.25
267.6	9.5	2541.25
296.6	8.5	2520.25
320	7.5	2400
330	6.5	2141
332	5.5	1826
327.6	4.5	1473.75
312	3.5	1092
296	2.5	740
277.5	1.5	416.25
253	0.5	126.5
<b>3,694.5</b>		<b>23,326.25</b>

$f'c = 332 \text{ kg/cm}^2$	
$A.T = 332 \times 15 = 4,980$	
$\beta_1 = \frac{3,694.5}{4,980} = 0.7419$	$\beta_2 = \frac{6,3138}{15} = 0.4209$
$x = \frac{23,326.25}{3,694.5} = 6.3138$	$\frac{\beta_2}{\beta_1} = \frac{0.4209}{0.7419} = 0.57$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

*Cognado Sierra*



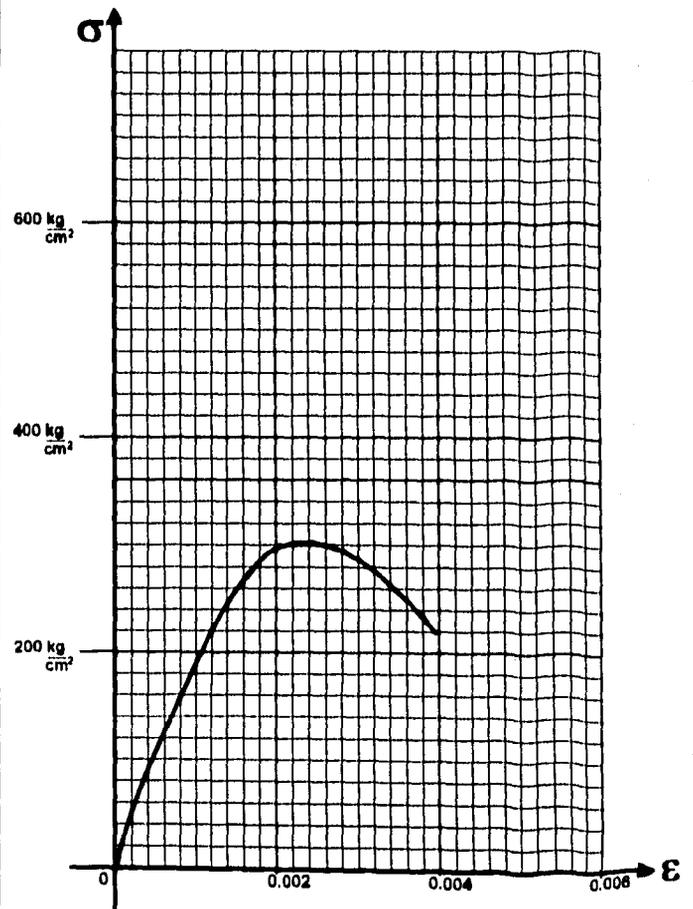
**Robles Fernández - González Cuevas**

**$f'c = 303 \text{ kg/cm}^2$**

**año 1974 México**

$f'c = 303 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
24	14.5	348
64	13.5	884
104	12.5	1300
142	11.5	1833
178	10.5	1848
206	9.5	1867
232	8.5	1872
264	7.5	1908
272	6.5	1768
286	6.5	1673
296	4.5	1332
302	3.5	1087
302	2.5	788
298	1.5	447
293	0.5	148.6
<b>3,281</b>		<b>18,905.6</b>

$f'c = 303 \text{ kg/cm}^2$	
A.T = $303 \times 15 = 4545$	
$\beta_1 = \frac{3,281}{4,545} = 0.7193$	$\beta_2 = \frac{5.8153}{18} = 0.3231$
$x = \frac{18,905.6}{3,281} = 5.8153$	$\frac{\beta_2}{\beta_1} = \frac{0.3231}{0.7193} = 0.4491$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



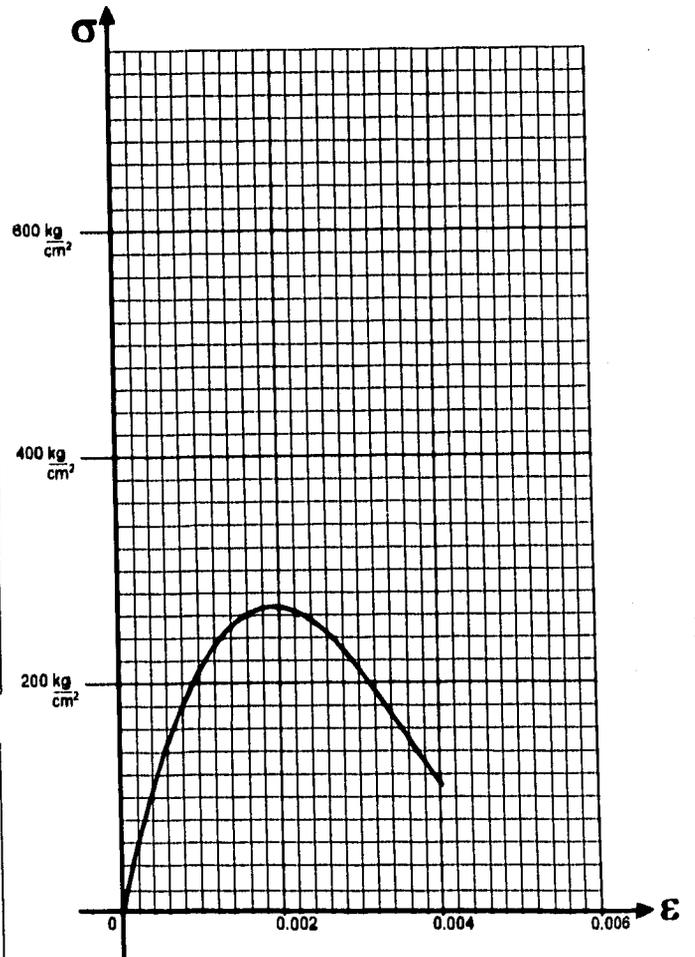
**G. Winter - A.H. Nilson**

**$f'_c = 272 \text{ kg/cm}^2$**

**año 1979**

$f'_c = 272 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
20.5	14.5	413.25
81.5	13.5	1100.25
127	12.5	1587.5
185	11.5	1887.5
197.5	10.5	2073.75
224	8.5	2128
245	8.5	2082.5
262.5	7.5	1858.75
270.5	6.5	1758.25
271.5	5.5	1483.25
268	4.5	1206
258	3.5	903
247.5	2.5	618.75
235	1.5	352.5
222	0.5	111
<b>3,103.5</b>		<b>18,684.25</b>

$f'_c = 272 \text{ kg/cm}^2$	
A.T = $271.5 \times 15 = 4,072.5$	
$\beta_3 = \frac{3,103.5}{4,072.5} = 0.7621$	$\beta_2 = \frac{6,3458}{18} = 0.4231$
$x = \frac{18,684.25}{3,103.5} = 6.3458$	$\frac{\beta_2}{\beta_3} = \frac{0.4231}{0.7621} = 0.55$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



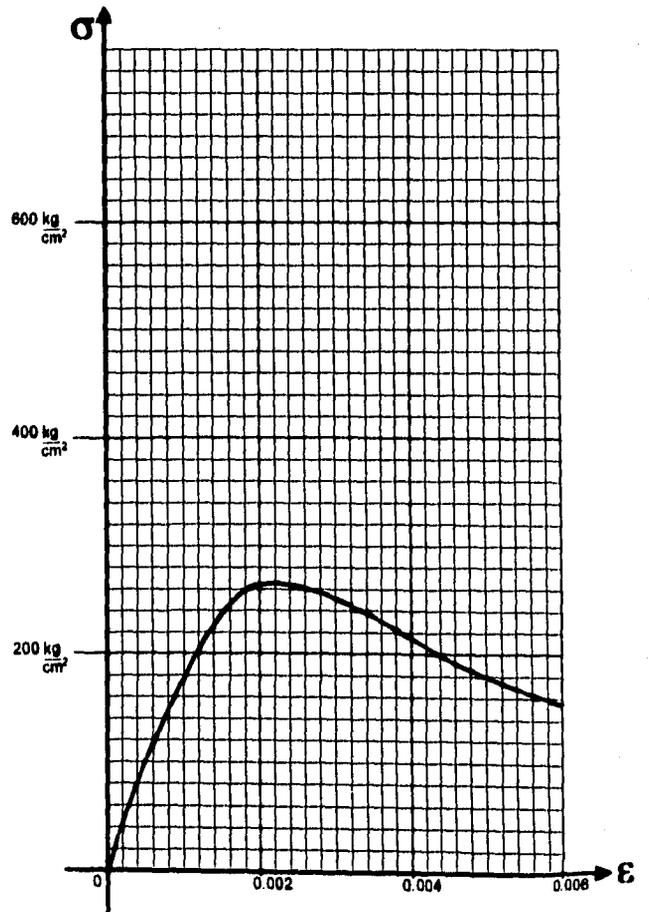
**Antoine L. Naaman**

**$f'_c = 266 \text{ kg/cm}^2$**

**año 1982**

$f'_c = 266 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
28	14.6	406
72.8	13.6	982.8
107.8	12.6	1347.6
136.8	11.6	1561.7
168	10.6	1764
191.8	9.6	1822.1
216.8	8.6	1832.8
236.2	7.6	1764
248.2	6.6	1619.8
260	5.6	1424.6
264.6	4.6	1190.7
268	3.6	931
263.2	2.6	658
260.4	1.6	380.5
256.2	0.6	128.1
<b>2,973.6</b>		<b>17,823.4</b>

$f'_c = 266 \text{ kg/cm}^2$	
A.T = $266 \times 15 = 3,990$	
$\beta_2 = \frac{2,973.6}{3,990} = 0.7463$	$\beta_1 = \frac{5,993.9}{16} = 0.3996$
$x = \frac{17,823.4}{2,973.6} = 5.9939$	$\frac{\beta_2}{\beta_1} = \frac{0.3996}{0.7463} = 0.53$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



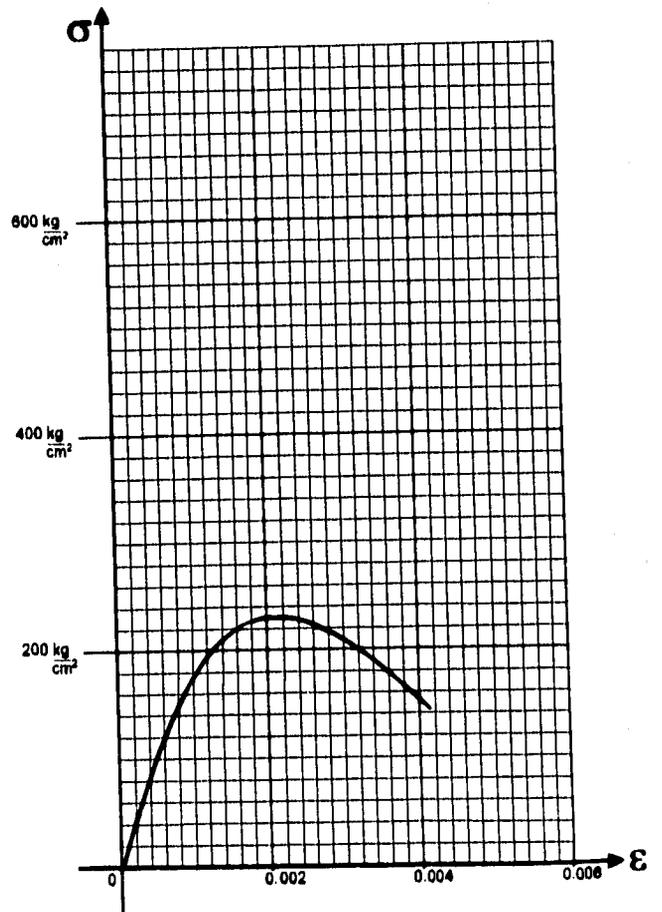
**Dr. Edward G. Henry**

**$f'c = 230 \text{ kg/cm}^2$**

**año 1965**

$f'c = 230 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
23	14.5	333.5
57	13.5	904.5
105	12.5	1312.5
140	11.5	1610
169	10.5	1774.5
192	9.5	1824
208	8.5	1768
218	7.5	1636
225	6.5	1462.6
229	5.5	1254
230	4.5	1036
229	3.5	801.5
227	2.5	567.5
222	1.5	333
215	0.5	107.5
<b>2,698</b>		<b>16,723</b>

$f'c = 230 \text{ kg/cm}^2$	
$A.T = 230 \times 16 = 3,460$	
$\beta_1 = \frac{2,698}{3,460} = 0.7820$	$\beta_2 = \frac{6,1993}{16} = 0.4132$
$x = \frac{16,723}{2,698} = 6.1993$	$\frac{\beta_2}{\beta_1} = \frac{0.4132}{0.7820} = 0.53$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



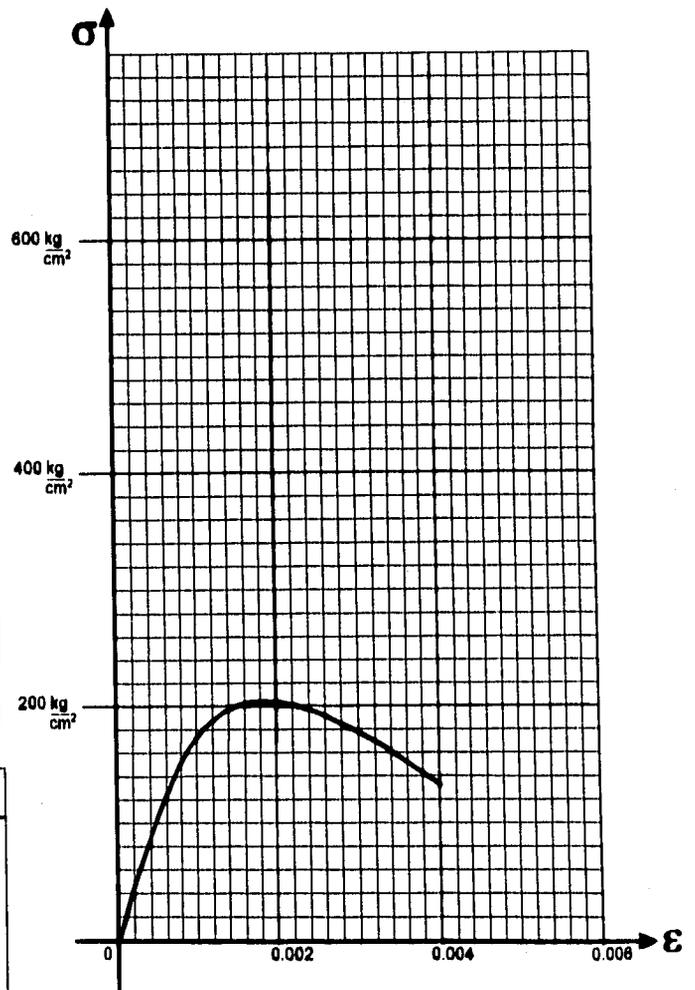
**G. Winter - A.H. Nilson**

**$f'c = 207 \text{ kg/cm}^2$**

**año 1979**

$f'c = 207 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
26	14.5	352.5
55.5	13.5	897.75
103.5	12.5	1293.75
134	11.5	1541
151.5	10.5	1595.75
181	9.5	1719.5
194	8.5	1549
202	7.5	1515
206.5	6.5	1342.25
207	5.5	1138.5
205	4.5	922.5
200	3.5	700
193.5	2.5	483.75
187	1.5	280.5
178	0.5	88
<b>2,444.5</b>		<b>15,830.75</b>

$f'c = 207 \text{ kg/cm}^2$	
A.T = 207 X 16 = 3,108	
$\beta_1 = \frac{2,444.5}{3,108} = 0.7873$	$\beta_2 = \frac{6,3843}{16} = 0.4263$
$x = \frac{15,830.75}{2,444.5} = 6.3943$	$\frac{\beta_1}{\beta_2} = \frac{0.7873}{0.4263} = 0.84$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Sexto

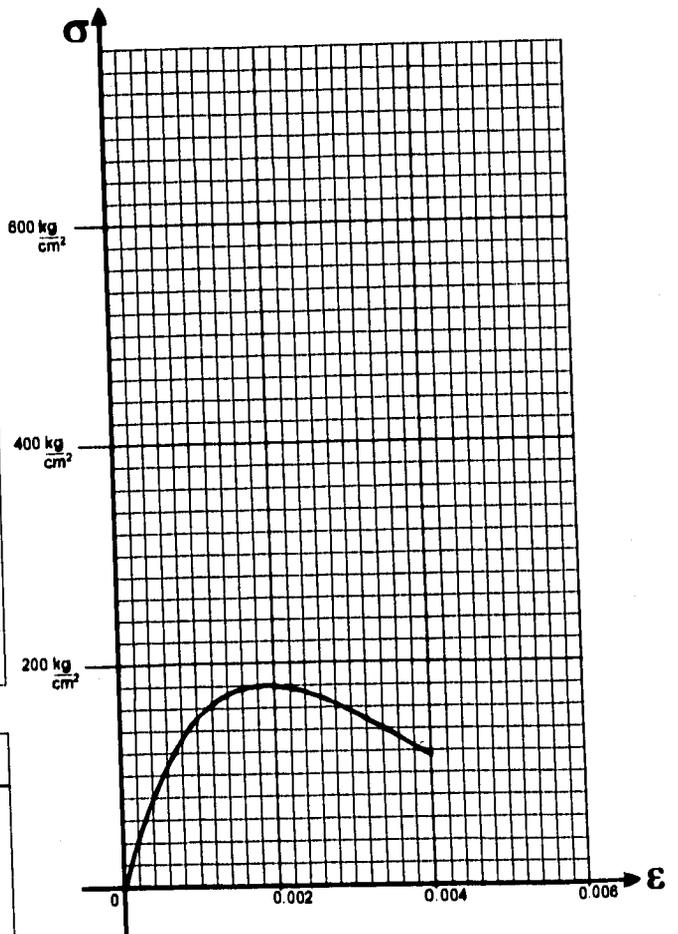


**Marco Aureo - Torres II**

**$f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$**

$f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
33.6	14.6	486.75
73	13.6	986.6
102	12.6	1276
123	11.6	1414.6
138	10.6	1469.6
163	9.6	1463.6
183	8.6	1386.6
171	7.6	1282.6
177	6.6	1160.6
180	5.6	990
180	4.6	810
178.6	3.6	624.75
176	2.6	437.6
168.6	1.6	264.25
162.6	0.6	81.25
<b>2,180</b>		<b>14,090</b>

$f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$	
$A.T = 180 \times 15 = 2700$	
$\beta_3 = \frac{2,180}{2,700} = 0.8074$	$\beta_1 = \frac{6.4633}{15} = 0.4309$
$x = \frac{14,090}{2,180} = 6.4633$	$\frac{\beta_2}{\beta_3} = \frac{0.4309}{0.8074} = 0.53$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo. 2.º

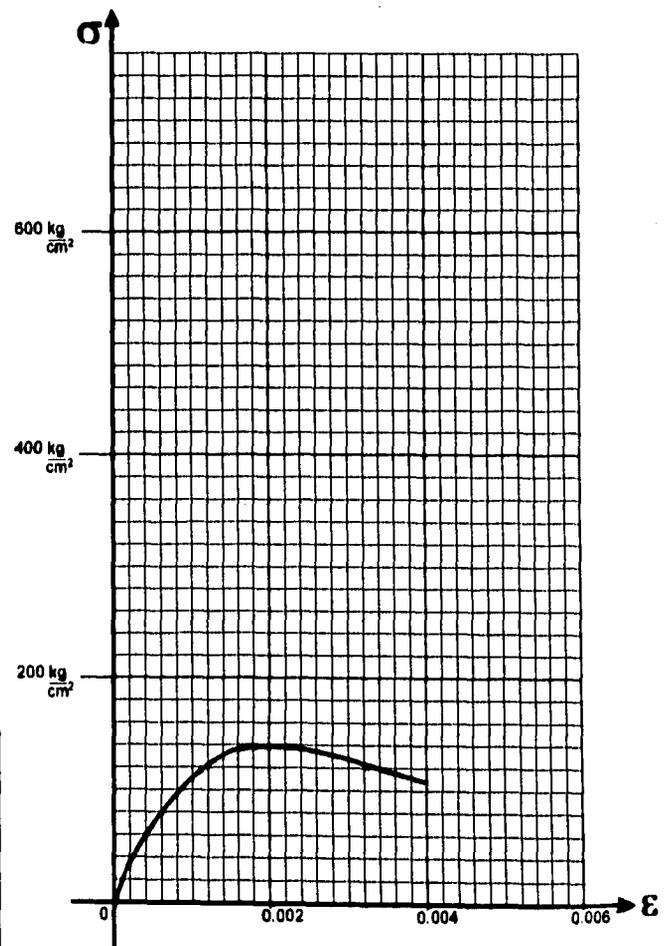


**Marco Aurelio - Torres H.**

**$f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$**

$f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
14	14.5	203
41.5	13.5	560.25
63.5	12.5	793.75
66	11.5	989
102.5	10.5	1076.25
114.5	9.5	1097.75
127	8.5	1078.5
134	7.5	1005
138.5	6.5	900.25
139	5.5	764.5
138	4.5	621
136	3.5	476
134	2.5	335
132	1.5	198
131	0.5	65.5
<b>1,631.5</b>		<b>10,154.75</b>

$f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$	
<b>A.T = 139 X 15 = 2,085</b>	
$\beta_1 = \frac{1,631.5}{2,085} = 0.7825$	$\beta_2 = \frac{9.2242}{15} = 0.4149$
$x = \frac{10,154.75}{1,631.5} = 6.2242$	$\frac{\beta_1}{\beta_2} = \frac{0.4149}{0.7825} = 0.53$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



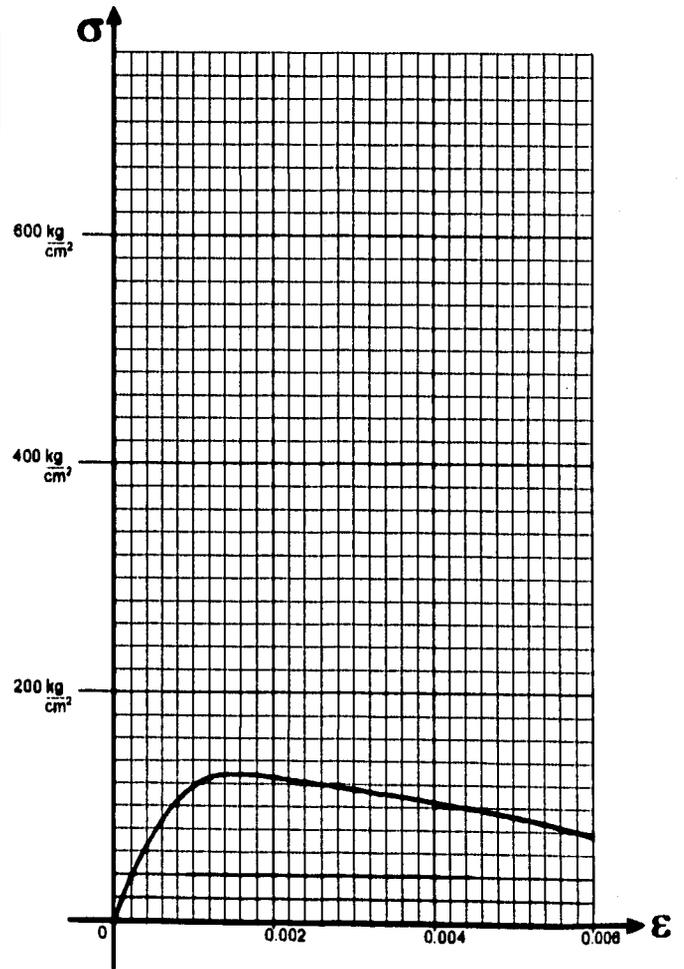
**Antonio L. Mezman**

**$f'c = 133 \text{ kg/cm}^2$**

**año 1962**

$f'c = 133 \text{ kg/cm}^2$		
<b>Ae</b>	<b>B.P</b>	<b>Me</b>
18	14.5	261
48	13.5	648
75	12.5	837.60
96	11.5	1104
111	10.5	1166.60
122	9.5	1159
126	8.5	1088
131	7.5	982.60
132	6.5	868
131	5.5	720.60
130	4.5	566
126	3.5	448
126	2.5	318
123.6	1.5	186.26
120.6	0.5	60.26
<b>1,620</b>		<b>10,617.60</b>

$f'c = 133 \text{ kg/cm}^2$	
$A.T = 132 \times 15 = 1,980$	
$\beta_3 = \frac{1620}{1980} = 0.8181$	$\beta_2 = \frac{6.49}{15} = 0.4326$
$x = \frac{10,617.6}{1620} = 6.4923$	$\frac{\beta_1}{\beta_2} = \frac{0.43}{0.61} = 0.70$



# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

*Capítulo Sexto*



Todos los valores anteriores de  $\beta_2$ ,  $\beta_3$  y la relación  $\beta_2/\beta_3$  los colocamos en una tabla relacionandolos con su  $f'c$ . Analizando las 16 curvas y las variaciones en la tabla podemos considerar, sin temor a recibir críticas de que estamos dando una solución simplista que (dentro de los rangos de resistencias usadas en la práctica), la variación de estos parámetros es lineal, por lo que utilizando el método de mínimos cuadrados podemos obtener estos parámetros en función de su  $f'c$  de acuerdo a los tres desarrollos siguientes.

Un procedimiento  
unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



**CÁLCULO POR MÍNIMOS CUADRADOS**

$f'c$	$\beta_2$	$\beta_3$	$\frac{\beta_2}{\beta_3}$
kg/cm <sup>2</sup>			
680	0.3701	0.6540	0.5659
518	0.3869	0.7039	0.5497
441	0.3915	0.6788	0.5768
396	0.4175	0.6931	0.6024
364	0.4058	0.6985	0.5810
350	0.3975	0.7476	0.5317
335	0.4176	0.7210	0.5792
332	0.4209	0.7419	0.5673
303	0.3877	0.7153	0.5420
272	0.4231	0.7621	0.5552
266	0.3996	0.7453	0.5362
230	0.4132	0.7820	0.5284
207	0.4263	0.7873	0.5415
180	0.4309	0.8074	0.5337
140	0.4149	0.7825	0.5302
133	0.4328	0.8181	0.5290
$\Sigma 5,147$	$\Sigma 6.5363$	$\Sigma 11.8388$	$\Sigma 8.8502$

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



## CÁLCULO POR MÍNIMOS CUADRADOS

$f'c$	$\beta_2$	$(f'c)$	$(f'c)^2$
kg/cm <sup>2</sup>			
680	0.3701	462400	251.6680
518	0.3869	268324	200.4142
441	0.3915	194481	172.6818
398	0.4178	158404	168.3300
384	0.4058	147456	147.7112
350	0.3978	122500	139.1280
338	0.4178	114244	138.8880
332	0.4209	110224	139.7388
303	0.3877	91809	117.4731
272	0.4231	73984	118.0832
268	0.3998	70756	106.2836
230	0.4132	52900	85.0360
207	0.4263	42849	88.2441
180	0.4309	32400	77.5620
140	0.4149	19600	58.0880
133	0.4328	17689	67.5624
$\Sigma 5,147$	$\Sigma 6.5363$	$\Sigma 1,961,453$	$\Sigma 2,071.8751$

$$m = \frac{nx \sum (f'c)(\beta_2) - (\sum f'c)(\beta_2)}{nx \sum (f'c)^2 - (\sum f'c)^2}$$

$$m = \frac{16(2,071.8751) - (5,147)(6.5363)}{16(1,961,453) - (5,147)^2}$$

$$m = \frac{33,150.0016 - 33,642.336}{31,383,248 - 26,491,609}$$

$$m = \frac{-492.3344}{4,891,639} = -0.0001$$

$$b = \frac{1}{n} (\sum \beta_2 - m x \sum f'c)$$

$$b = \frac{1}{16} [6.5363 - (-0.0001 \times 5,147)]$$

$$b = \frac{6.5363 + 0.5147}{16} = \frac{7.051}{16}$$

$$b = 0.44 \quad \beta_2 = m x f'c + b$$

$$\beta_2 = -0.0001 f'c + 0.44$$

para efectos prácticos.

$$\beta_2 = -0.0001 f'c + 0.44 \dots \text{Ec. 7.19}$$

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Diez



## CÁLCULO POR MÍNIMOS CUADRADOS

$f'c$	$\beta_3$	$(f'c)^2$	$(f'c)\beta_3$
kg/cm <sup>2</sup>			
680	0.8540	462400	444.7200
518	0.7038	268324	364.6203
441	0.6788	194481	299.3808
398	0.6931	158404	274.4678
364	0.6885	132496	254.2540
350	0.7476	122500	261.6600
338	0.7210	114244	241.5360
332	0.7418	110224	246.3108
303	0.7153	91809	216.7369
372	0.7521	73884	280.2012
266	0.7453	70756	198.2498
230	0.7820	52900	179.8600
207	0.7873	42849	162.9711
180	0.8074	32400	145.3320
140	0.7825	19600	109.5500
133	0.8181	17689	108.9073
$\Sigma 5,147$	$\Sigma 11.8388$	$\Sigma 1,961,453$	$\Sigma 3,715,7157$

$$m = \frac{n \sum (f'c)(\beta_3) - (\sum f'c)(\sum \beta_3)}{n \sum (f'c)^2 - (\sum f'c)^2}$$

$$m = \frac{16(3,715,7157) - (5,147)(11,8388)}{16(1,961,453) - (5,147)^2}$$

$$m = \frac{59,451,4512 - 60,934,3034}{31,383,248 - 26,491,609}$$

$$m = \frac{-1,482,8524}{4,891,639} = -0.00030$$

$$b = \frac{1}{n}(\sum \beta_3 - m \sum f'c)$$

$$b = \frac{1}{16}[11,8388 - (-0.0003 \times 5,147)]$$

$$b = \frac{11,8388 + 1,5441}{16} = \frac{13,3829}{16}$$

$$b = 0.8364; \beta_3 = m \times f'c + b$$

$$\beta_3 = -0.0003 f'c + 0.8364$$

$$\beta_3 = -0.0003 f'c + 0.84 \dots \text{Ec. 7.20}$$

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Siete



## CÁLCULO POR MÍNIMOS CUADRADOS

$f'c$ kg/cm <sup>2</sup>	$\frac{f'c}{\beta_3}$	$(f'c)$	$(f'c)^2$
680	0.5659	462400	384.8120
515	0.5497	265225	284.7448
441	0.5768	194481	254.3688
398	0.6024	158416	235.5504
364	0.5810	132496	211.4840
350	0.5317	122500	186.0950
335	0.5792	112225	194.0320
332	0.5673	110224	188.2438
303	0.5420	91809	164.2260
272	0.5552	73984	151.0144
266	0.5362	70756	142.8282
230	0.5284	52900	121.5320
207	0.5415	42849	112.0808
180	0.5337	32400	86.0660
140	0.5202	19600	74.2280
133	0.5280	17689	70.3570
$\Sigma 5,147$	$\Sigma 8.8502$	$\Sigma 1,961,453$	$\Sigma 2,874,5735$

$$m = \frac{nx \sum (f'c) \left(\frac{\beta_2}{\beta_3}\right) - (\sum f'c) \left(\frac{\beta_2}{\beta_3}\right)}{nx \sum (f'c)^2 - (\sum f'c)^2}$$

$$m = \frac{16(2,874,5735) - (5,147)(8,8502)}{16(1,961,453) - (5,147)^2}$$

$$m = \frac{45,993,173 - 45,561,244}{31,383,248 - 26,491,609}$$

$$m = \frac{431,932}{4,891,639} = 0.0000883$$

$$b = \frac{1}{n} (\sum \frac{\beta_2}{\beta_3} - m \times \sum f'c)$$

$$b = \frac{1}{16} [8,8502 - (-0.0000883 \times 5,147)]$$

$$b = \frac{8,8502 - 0.45448}{16} = \frac{8,4488}{16}$$

$$b = 0.5247 \frac{\beta_2}{\beta_3} = m \times f'c + b$$

$$\frac{\beta_2}{\beta_3} = 0.0000883 f'c + 0.5247$$

para efectos prácticos

$$\frac{\beta_2}{\beta_3} = 0.00009 f'c + 0.53 \quad \dots \text{Ec. 7.21}$$

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

Capítulo Sexto



Finalmente con este nuevo modelo matemático que no nos lleva a inconsistencias como la señalada en páginas anteriores las fórmulas generales quedan:

$$\beta_2 = -0.0001 f'c + 0.44^* \quad (\text{Ec. 7.19})$$

$$\beta_3 = -0.0003 f'c + 0.84^* \quad (\text{Ec. 7.20})$$

$$\frac{\beta_2}{\beta_3} = 0.00009 f'c + 0.53^* \quad (\text{Ec. 7.21})$$

\*  $f'c$  en  $\text{kg} / \text{cm}^2$

$$d = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (\text{Ec. 7.1})$$

## COMPORTAMIENTO RECTANGULAR

$$Mu = bd^2 f'c \omega_G \left(1 - \frac{\beta_2}{\beta_3} \omega_G\right) + A'_s f'_y (d - d'_s) \quad (\text{Ec. 7.22})$$

● siempre cuando  $c = \frac{\omega_G d}{\beta_3} \leq t$

## COMPORTAMIENTO T

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - \beta_3 f'c (b - bw)t}{\beta_3 f'c bw} \quad (\text{Ec. 7.23})$$

$$Mu = \beta_3 f'c (b - bw) t \left(d - \frac{t}{2}\right) + A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - \beta_3 f'c (b - bw) t (d - \beta_2 c)$$

(Ec. 7.18)

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Siete



Todavía con un criterio de ingeniería práctica yo fijaría el parámetro  $\beta_2/\beta_3 = 0.57$  quedando la fórmula 7.9

$$M_u = b d^2 f'_c \omega_G (1 - 0.57 \omega_G) + A'_s f'_y (d - d'_s) \quad (\text{Ec. 24})$$

Con esto termino mi proposición, donde se cumple los requerimientos de "resistencia"; en la misma forma se puede llegar a un modelo matemático unificado para la revisión de los "estados límites de servicio".



# **Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto**

## *Capítulo Ocho*

### *Conclusiones.*



En la página tres de este trabajo transcribo un pensamiento de un gran maestro que afirma que en la ingeniería "Las técnicas que intervienen son cada vez más complicadas, su complicación en muchos casos es más aparente que real, hay muchísima gente en el mundo interesada en complicar las cosas o hacer que parezcan complicadas".

Esto pasa en nuestro país cuando se trata de las técnicas del concreto, sobre todo al hablar del presfuerzo, cubrimos esta tecnología con una nube de misterio, nos referimos a patentes inalcanzables, a sistemas sofisticados de tensado, a temperaturas variables de curado, calderas, mordazas, cuñas, sistemas de inyectado en postensado, presiones de manómetros, elongaciones y un sin número de cosas y actividades (sobre todo cuando un grupo de estudiantes visita una planta de presfuerzo), lo que provoca que desde el principio, muchos ingenieros o estudiantes de ingeniería vean esto como tabú en su ejercicio profesional. Todo esto es mentira, existe, como dice el arquitecto Candela, gente interesada en complicar las cosas (por obvias razones).

Desde el punto de vista pedagógico, los cursos de concreto se inician con el concreto reforzado, porque el 80 % de las obras de nuestro país son de este tipo, esto es lo correcto, pero en la mente del estudiante de estos temas queda el convencimiento de que él únicamente estudió y aprendió a diseñar concreto reforzado y que el presfuerzo es otra cosa. Esto es otra mentira.

El método de unificación propuesto no rompe en absoluto esa forma pedagógica simple de enseñanza del "Concreto Estructural", únicamente modifica diametralmente la forma de pensar del estudiante con respecto a aquel modelo matemático. Es uno solo y desde los primeros pasos tiene la herramienta para diseñar

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Ocho



elementos presforzados. Con esto en mente ya que se llegó a fórmulas generales que resuelven elementos con refuerzo y o presfuerzo, ahora sí se puede concentrar en lo común y corriente que es el "pan nuestro de cada día", pero sabe que en el momento necesario puede aplicar el conocimiento adquirido a problemas donde la solución es el presfuerzo, y desde un principio le pierde el miedo a aplicar, estas técnicas.

Esta propuesta apoyada, en el estudio de un número considerable de artículos técnicos, aunada a las conclusiones del consenso general del Simposio llevado a cabo en Bucarest nos lleva a concluir lo siguiente:

1o. Es importante en la enseñanza del concreto estructural, en lo que se refiere a diseño de elementos reforzados con aceros, integrar desde un principio los tres materiales básicos: acero de refuerzo, presfuerzo y concreto; ya que el consenso general del que hablamos ha sido que se debe considerar al presfuerzo parcial como el caso general cuyos extremos son :

- a) El concreto reforzado.
- b) El concreto totalmente presforzado.

2o. Las experiencias adquiridas en el laboratorio de concreto son de incalculable valor en la enseñanza, por esta razón opino que la parte teórica de la materia debe ir de la mano de los resultados obtenidos en los ensayos de los materiales, trabajando por separado y en conjunto y así obtener:

- a) El comportamiento real y verdadero de los materiales.
- b) Un conocimiento que ayude a ver con mayor claridad las limitaciones de los modelos matemáticos utilizados en la teoría.

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Ocho



**3o. Incluir en los programas de enseñanza como puntos sobresalientes que la información más importante en un proyecto es:**

- a) Conceptos estructurales completamente claros.**
- b) Cálculos de diseño indispensables.**
- c) Buen sistema de detalle e información.**

Hoy (quizá por el advenimiento de la computadora), predomina la tendencia desafortunada a destacar los cálculos de diseño y subvalorar los aspectos, de los puntos a) y c). Frecuentemente se tiene la errónea creencia de que sofisticados métodos de diseño reditúan mejores estructuras; sin embargo es al contrario, tales métodos a menudo conducen a correr el riesgo de tener fe ciega en las fórmulas, sin obtener realmente una estructura segura, y consecuentemente, induciendo a cálculos interminables que aumentan la posibilidad de graves errores, especialmente en los conceptos de detalle estructural.

Además de eso, los métodos complicados de diseño pueden entorpecer el progreso de investigación; un ejemplo de esto es el concreto parcialmente presforzado.

Estoy convencido que el procedimiento de diseño para estructuras de concreto, puede y debe ser simple, de otra manera no es probable que sea aceptado en la práctica.

**4o. Por último, al entrar al detalle en el uso de cualquiera de los códigos de construcción hay que enfatizar la enseñanza en el razonamiento de las restricciones del código, no en el código en sí. Es decir "Enseñar la razón de la ley".**

# Un procedimiento unificado para el Diseño del Concreto

## Capítulo Ocho



**Y conjugando lo que afirmó una vez ese gran educador que fué el Dr. Emilo Rosenblueth... *"si deseamos que mejore nuestra patria, nuestros esfuerzos en educación deben enfatizar no la enseñanza sino el aprendizaje... no se puede aprender a aprender en abstracto; se logra solo en torno a un contenido particular... La enseñanza del concreto no constituye excepción.***

