



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

15
2EJ

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES ACATLAN
FACULTAD DE INGENIERIA

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

"DIMENSIONAMIENTO A LA FLEXION EN VIGAS DE CONCRETO

SIMPLEMENTE REFORZADO USANDO: ACI89 Y RDF-NTC87,

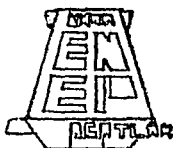
SEGUN LA TEORIA POR RESISTENCIA"

TESIS PROFESIONAL

LICENCIADO EN:
INGENIERO CIVIL

EDUARDO JUAN ESTRADA REYES

GENERACION 89 - 93



ESTADO DE MEXICO

1995

FALLA DE ORIGEN



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 está 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SR. EDUARDO JUAN ESTRADA REYES
ALUMNO DE LA CARRERA DE
INGENIERIA CIVIL.
P R E S E N T E :

DE ACUERDO A SU SOLICITUD PRESENTADA CON FECHA 04 DE ABRIL DE 1995, ME COMPLACE NOTIFICARLE QUE LA JEFATURA DEL PROGRAMA TUVO A BIEN ASIGNARLE EL SIGUIENTE TEMA DE TESIS: "DIMENSIONAMIENTO A LA FLEXION EN VIGAS DE CONCRETO SIMPLEMENTE REFORZADO USANDO: ACI89 Y RDF-NTC87, SEGUN LA TEORIA POR RESISTENCIA", EL CUAL SE DESARROLLARA COMO SIGUE:

INTRODUCCION.

- I.- GENERALIDADES DEL DISEÑO.
 - II.- DISEÑO BASADO EN ESTADOS LIMITE.
 - III.- DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.
 - IV.- LOS MATERIALES.
 - V.- SUPOSICIONES BASICAS DE LA TEORIA DE LA RESISTENCIA A FLEXION.
 - VI.- VIGAS RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS.
- CONCLUSIONES.

ASI MISMO FUE DESIGNADO COMO ASESOR DE TESIS EL ING. LEONARDO ALVAREZ LEON.

PIDO A USTED TOMAR NOTA QUE EN CUMPLIMIENTO DE LO ESPECIFICADO EN LA LEY DE PROFESIONES, DEBERA PRESTAR SERVICIO SOCIAL DURANTE UN TIEMPO MINIMO DE SEIS MESES COMO REQUISITO BASICO PARA SUSTENTAR EXAMEN PROFESIONAL, ASI COMO DE LA DISPOSICION DE LA DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS ESCOLARES EN EL SENTIDO DE QUE SE IMPRIMA EN LUGAR VISIBLE DE LOS EJEMPLARES DE LA TESIS, EL TITULO DE TRABAJO REALIZADO. ESTA COMUNICACION DEBERA IMPRIMIRSE EN EL INTERIOR DE LA TESIS.

SIN MAS POR EL MOMENTO, RECIBA UN CORDIAL SALUDO.

A T E N T A M E N T E .

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
ACATLAN, EDD. DE MEX., A 12 DE JULIO



ENEP-ACATLAN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

ING. CARLOS ROSALES AGUILAR
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

A:

CRISTO SEÑOR DE LOS CORAZONES

MI PADRE

A:

LA MORENITA DEL TEPEYAC

MI MADRE

A:

**TODOS LOS QUE PARTICIPARON Y COOPERARON EN MI
FORMACIÓN PROFESIONAL, YA SEA ECONÓMICA,
SENTIMENTAL O CON UN CONSEJO ATINADO Y A TIEMPO Y
QUE POR TEMOR A EXCLUIR A QUIEN SIGNIFICA MUCHO
PARA MI, NO MENCIONO A ALGUIEN EN PARTICULAR.**

POR ELLO GRACIAS

PRÓLOGO

Cuando el compañero Eduardo Juan Estrada Reyes me abordó solicitándome que lo orientara para elaborar su trabajo de tesis, ya lo tenía prácticamente concluido, sólo faltaba ajustarle algunos detalles.

Me pareció interesante ayudarlo sabiendo de antemano que la temática de su contenido, referente a criterios de DISEÑO ESTRUCTURAL, daría lugar a comentarios diversos por parte de los integrantes del jurado.

Así sucedió, las observaciones en todos los sentidos no se hicieron esperar, dando como resultado un enriquecimiento fabuloso del trabajo original en virtud de la experiencia de los demás jurados.

Si el material sirviera de apoyo a las futuras generaciones de ingeniería, seguramente el compañero Eduardo Juan Estrada Reyes se dará por bien servido.

Ing. Leonardo Álvarez León.

CONTENIDO

PRÓLOGO

INTRODUCCIÓN

1

I GENERALIDADES DEL DISEÑO.

3

I.1 INTRODUCCIÓN.	3
I.2 EL ÁMBITO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.	4
I.3 EL PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.	6
I.3.1 Estructuración.	6
I.3.2 Análisis.	7
a) modelar (idealizar) la estructura.	7
b) determinación de las acciones de diseño.	7
c) determinar los efectos de las acciones de diseño en el modelo de estructura elegido.	8
I.3.3 Dimensionamiento.	8
I.4 SECUENCIA TEMPORAL DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.	9
I.4.1 Planteamiento de soluciones preliminares.	9
I.4.2 Evaluación de soluciones preliminares.	9
I.4.3 Diseño detallado.	10
I.4.4 Transferencia de los resultados del diseño.	10
I.4.5 Supervisión.	10

II DISEÑO BASADO EN ESTADOS LÍMITE.

11

II.1 CONCEPTO ACCIÓN-RESPUESTA.	11
Acciones.	11
Respuesta.	12
II.2 ESTADOS LÍMITE (O LÍMITES DE UTILIDAD ESTRUCTURAL).	12
II.2.1 Estados límite de resistencia (o de falla).	13
a) estado límite de capacidades (o colapso).	13
b) estado límite de inestabilidad.	15
c) estado límite de fractura frágil.	15
d) estado límite de fatiga.	15
e) estado límite de duración.	15

II.2.2 Estados límite de servicio.	15
II.3 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE.	16
II.4 CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL.	18
II.4.1 Factor de seguridad.	18
II.4.2 Diseño por los factores de carga y resistencia.	19

III DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL. 21

III.1 MÉTODOS DE DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.	21
III.1.1 Dimensionamiento por medio de modelos.	21
III.1.2 Método de esfuerzos de trabajo (o permisibles).	22
III.1.3 Método de resistencia.	22
III.1.4 Método basado en análisis al límite.	23
III.1.5 Método probabilístico.	24
III.2 DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.	25
III.2.1 Ventajas del método por resistencia.	26
III.2.2 Ventajas del método por esfuerzos de trabajo.	27
III.2.3 Comparación de los métodos de resistencia y de esfuerzos de trabajo (método elástico).	28
III.3 REGLAMENTOS BASADOS EN ESTADOS LÍMITE.	29
Tabla de factores de carga para diferentes reglamentos (F_c).	30
Tabla de factores de reducción de capacidad ϕ (ó F_r).	30
III.3.1 Desarrollo de la resistencia en los miembros.	32
III.3.2 Factores de carga y reducción de capacidad según el ACI.	32
III.3.3 Esfuerzo resistente (momento flexionante resistente).	33
a) según el código ACI.	33
b) según el RDF-NTC.	34

IV LOS MATERIALES. 35

IV.1 EL CONCRETO.	35
IV.1.1 Definición:	
El concreto hidráulico.	35
IV.1.2 Elementos activos.	35
A) El agua.	35
B) El aire.	36
C) El cemento (portland).	37
C1) tipos de cemento (portland).	38
Tipo I: Normal.	38
Tipo II: Modificado.	38
Tipo III: De rápida resistencia alta.	38
Tipo IV: De bajo calor de hidratación.	38

Tipo V: De alta resistencia a los sulfatos.	39
C2) hidratación: fraguado y adquisición de resistencia ("endurecimiento")	39
IV.1.3 Elementos inertes (agregados o áridos).	40
A) La arena.	41
B) La grava.	41
IV.1.4 Clasificación de los concretos.	42
1) por resistencia.	42
2) por tamaño y tipo de agregado grueso.	43
concreto ligero.	43
concreto cavernoso.	43
concreto celular.	44
concreto pesado.	44
3) por tipo de cemento.	44
4) por tiempo de resistencia.	44
5) por revenimiento (o consistencia de la mezcla).	44
6) por tipo de aditivos.	45
IV.1.5 Tipos de concreto.	46
1) concreto simple.	46
2) concreto armado.	46
3) concreto autoclavado.	47
4) concreto ciclópeo.	47
IV.1.6 Adquisición de resistencia del concreto. Ley de Abrams, ley de Lyse.	47
IV.1.7 Adquisición de resistencia del concreto con la edad.	48
IV.1.8 Proporcionamiento (o dosificación) del concreto.	49
A) Dosificación por volumen.	49
B) Dosificación por peso (o ponderada).	50
IV.1.9 Efecto de la relación agua/cemento.	51
IV.1.10 Curva esfuerzo-deformación. Compresión triaxial.	51
IV.1.11 Efecto de la esbeltez y del tamaño del espécimen.	52
IV.1.12 Velocidad de carga.	53
IV.1.13 Resistencia a tensión:	
prueba brasileña.	53
flexión.	54
IV.1.14 Efectos del tiempo en el concreto:	
flujo plástico.	55
contracción.	56
IV.1.15 Módulo de elasticidad.	57
Determinación según el American Concrete Institute (ACI).	59
Determinación según el Reglamento del Distrito Federal y sus Normas técnicas Complementarias (RDF-NTC).	59
IV.1.16 Relación de Poisson v.	60
IV.1.17 Módulo elástico a cortante G.	60
IV.1.18 Dilatación térmica.	60

IV.2 EL ACERO.	61
IV.2.1 Producción del hierro fundido.	61
A) minerales de hierro.	61
B) combustible.	61
C) fundentes.	62
IV.2.2 Productos de los altos hornos.	62
A) hierro fundido.	62
fundición gris.	62
<u>arrabio.</u>	62
fundición especial.	63
B) escorias.	63
C) gas.	63
D) polvos.	63
IV.2.3 Hierro, acero, fundición (hierro fundido).	63
IV.2.4 Fundamentos de la producción de acero, procesos.	63
hornos de reverbero (Martin-Siemens).	64
convertidores (Bessemer, Thomas, LD).	64
hornos eléctricos (de arco y de inducción).	64
colada continua.	64
IV.2.5 Influencia de los elementos de aleación en el acero.	64
IV.2.6 El acero para concreto reforzado.	66
IV.2.7 Diagramas esfuerzo-deformación.	66
A) aceros laminados en caliente.	66
B) aceros trabajados (estirados o torcidos) en frío.	68
método del 0.2% de deformación unitaria plástica aceptable.	69
IV.2.8 Variabilidad e índice de resistencia.	69
Principales aceros empleados como refuerzo.	70
IV.2.9 Corrugaciones.	71
IV.2.10 Nomenclatura, tamaños de varillas.	71
IV.2.11 Módulo de elasticidad (E_s), módulo de Poisson (ν), módulo de elasticidad a cortante (G).	72
IV.2.12 Ductilidad.	72
IV.2.13 Ventajas y desventajas del acero.	73
IV.2.14 Coeficiente de dilatación térmica.	74
IV.2.15 Alambrón.	74
IV.2.16 Malla electrosoldada.	74
IV.3 VENTAJAS DEL MATERIAL MIXTO ACERO-CEMENTO.	74

V SUPOSICIONES BÁSICAS DE LA TEORÍA DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN. 77

V.1 SUPOSICIONES DEL COMPORTAMIENTO BÁSICO.	77
V.2 SUPOSICIONES Y RECOMENDACIONES PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DE	

SECCIONES CON FLEXIÓN Y CARGA AXIAL.	78
V.3 ENSAYE DE OBTENCIÓN DE k_1 , K_2 y k_3 .	83
V.4 SUPOSICIÓN DE SÓLO MOMENTO FLEXIONANTE.	84
V.5 LIMITACIONES DE LA TEORÍA DE RESISTENCIA A FLEXIÓN.	85

VI VIGAS RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS. 87

VI.1 SEGÚN LAS CONSIDERACIONES DEL CÓDIGO AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI).	87
A) Secciones subreforzadas (o de falla a tensión).	90
B) Secciones sobrerreforzadas (o de falla a compresión).	91
C) Secciones balanceadas (o de falla balanceada).	93
VI.1.1 Consideraciones sobre los tipos de falla.	95
VI.1.2 Ancho mínimo en función del recubrimiento y la distancia entre barras. Resistencia-cuantía de acero (M_u-p).	97
VI.1.3 Ejemplos de revisión.	100
VI.1.4 Dimensionamiento de secciones.	104
VI.1.5 Ejemplos de dimensionamiento.	110
VI.2 RECOMENDACIONES DEL "REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL" Y SUS "NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS" (RDF-NTC).	121
*) Dimensiones de diseño.	126
A) Secciones subreforzadas (o de falla a tensión).	126
B) Secciones sobrerreforzadas (o de falla a compresión).	128
C) Secciones balanceadas (o de falla balanceada).	129
C1) Refuerzo máximo en flexión.	131
VI.2.1 Consideraciones sobre los tipos de falla.	132
VI.2.2 Recubrimiento, tamaño máximo de agregados, separación entre barras individuales y paquetes de barras (según NTC). Resistencia-cuantía de acero (M_u-p).	135
VI.2.3 Ejemplos de revisión.	138
VI.2.4 Dimensionamiento de secciones.	142
VI.2.5 Ejemplos de dimensionamiento.	148

APÉNDICE A	FORMULARIOS
APÉNDICE B	CONSIDERACIONES SOBRE LAS DISTINTAS DISTRIBUCIONES DE ESFUERZO.
APÉNDICE C	GRÁFICAS (O NOMOGRAMAS) DE AYUDA EN EL DISEÑO

CONCLUSIONES

REFERENCIAS

I N T R O D U C C I Ó N

El presente trabajo de tesis está dirigido principalmente a los compañeros estudiantes de ingeniería civil, pues al entender del que escribe en ello reside el propósito fundamental de un trabajo de tesis <coadyuvar en el estudio y aprendizaje de los compañeros de carrera>, si se logra este objetivo no hay satisfacción más grande para el pasante que presenta su estudio, basado en la experiencia de sus profesores, la consulta de los libros y en su discernimiento y criterio propio.

El estudio del concreto reforzado, es uno de los temas más apasionantes en la ingeniería, y una de las formas de aplicar todo un entramado de materias que le preceden: el dimensionar vigas sólo con acero de tensión siguiendo los criterios del ACI y del RDF-NTC es el motivo principal de la tesis.

En la tesis se opta el empleo de LA TEORÍA DE RESISTENCIA al dimensionar vigas de concreto reforzado, debido a que este método se basa en las propiedades inelásticas reales de los materiales que las conforman (concreto y acero).

El haber empleado un método o secuencia para hacer el estudio del dimensionamiento POR RESISTENCIA según el American Concrete Institute y haber aplicado el mismo para exponer el mismo dimensionamiento por resistencia, pero con los criterios del Reglamento de Construcciones del Distrito federal y sus Normas Técnicas Complementarias parecería en dado momento una exposición repetitiva; sin embargo, para el que escribe no se considera así, porque aunque ambos criterios nos llevan al dimensionamiento de secciones muy parecidas, guardan diferencias muy significativas, por tanto deben estudiarse por separado y en forma completa. Por ello, después de haber leído el capítulo V "SUPOSICIONES BÁSICAS DE LA TEORÍA DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN" puede continuarse la lectura del capítulo VI en el subcapítulo VI.1 siguiendo las consideraciones del ACI, o bien pasarse hasta el subcapítulo VI.2 y seguir las consideraciones del Reglamento del D. F. y sus Normas Técnicas Complementarias, dependiendo de cual de ellas quiera seguirse, sin que por ello se afecte la secuencia de la lectura.

I GENERALIDADES DEL DISEÑO

I.1 INTRODUCCIÓN.

En un principio, los estudios sobre los miembros de concreto reforzado, se basaron en teorías de resistencia máxima [p/ej. la teoría de la resistencia a la flexión de Thullie (1897) y la teoría de distribución parabólica de Ritter (1899)]. Sin embargo, alrededor de 1900 se aceptó en forma general la teoría de la línea recta (teoría elástica) de Coignet y Tedesco, por dos grandes razones, la primera es, la utilización de esta teoría era el método convencional de diseño de otros materiales y segunda a que se pensaba que la variación lineal del esfuerzo conducía a una formulación matemática más sencilla. Además las pruebas habían mostrado que la utilización de la teoría elástica con valores elegidos cuidadosamente para los esfuerzos permisibles de trabajo conducía a una estructura la cual mostraba comportamiento satisfactorio bajo las cargas de servicio y además tenía un margen adecuado de seguridad contra el colapso.

Recientemente se ha renovado el interés en la teoría de la resistencia "máxima" como base del dimensionamiento. A esta teoría también se le conoce como teoría de resistencia "última" o "diseño plástico", esta última definición no es muy propio utilizarla, (aunque durante mucho tiempo haya sido empleada) pues no debemos confundir un método o teoría de dimensionamiento con un método o teoría de diseño; esto debido a que cuando diseñamos una estructura la podemos analizar empleando un análisis estructural elástico o bien un análisis estructural al límite (considerando plastificadas una o varias secciones de la estructura) y las teorías de dimensionamiento pueden basarse en supuestas propiedades elásticas de los materiales, como la teoría de esfuerzos de trabajo (o elástica) o bien en propiedades plásticas de los mismos como la teoría de resistencia. Ahora bien, al diseñar con un análisis estructural elástico, podemos emplear una teoría de dimensionamiento basada en propiedades plásticas de los materiales; aunque ello acareé una inconcordancia teórica; a pesar de ello, esta es la tendencia del diseño en la actualidad.

Después de más de medio siglo de experiencia práctica y pruebas de

laboratorio, se conoce mejor el comportamiento del concreto estructural, esto ha dado como resultado un ajuste periódico al método de dimensionamiento por esfuerzos de trabajo, aunque cada vez es más evidente que el método de dimensionamiento debe basarse en las propiedades inelásticas reales del concreto y del acero.

Se hace énfasis en el dimensionamiento por medio de la TEORÍA DE RESISTENCIA en el cálculo de secciones de concreto (actualmente la tendencia de los códigos es de llamar sólo teoría de resistencia, a la que antes habíamos mencionado como teoría de resistencia "última" (o máxima)). La aplicación de la teoría de resistencia no precisamente significa que siempre se logre una economía en la magnitud de las diversas piezas (como en muchas ocasiones se menciona); pues como se puede demostrar, los resultados aplicando ambas teorías, la de resistencia y la de esfuerzos de trabajo, no sólo son parecidas, sino idénticas para porcentajes de acero de refuerzo moderados.

La justificación al empleo de la teoría de resistencia (justificación necesaria, debido a sus fórmulas más complicadas), se funda en que se aproxima mucho más a la realidad que la teoría de esfuerzos permisibles de trabajo (o elástica) tradicional, especialmente en las condiciones críticas de la ruptura.

Pero por mucho que una teoría para el dimensionamiento y cálculo de secciones de concreto se aproxime a la realidad, no se debe olvidar la incertidumbre que siempre afecta el valor del módulo de elasticidad del concreto (y por ende la relación modular $n = E_c / E_s$), ni la mayor aún que padece el momento de inercia de las secciones, especialmente cuando se estudia la continuidad de los miembros de una estructura, con objeto de determinar sus flechas o deformaciones. Por todo lo anterior y por lo que se verá después, podemos concluir diciendo que la teoría del concreto reforzado no es una teoría precisa o exacta, sino de constante estudio y desarrollo, en la que el laboratorio tiene una gran importancia, la teoría del concreto como tantas en la ingeniería, no es perfecta, pero sí debe ser perfectible. Por esta circunstancia, el criterio y el buen juicio del que proyecta es siempre un factor importante en la aplicación de las teorías de dimensionamiento.

1.2 EL ÁMBITO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

"El diseño estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar las cargas, la forma, dimensiones y

características detalladas de una estructura, o sea de aquella parte de una construcción que tiene como función absorber las sollicitaciones que se presenten durante las distintas etapas de su existencia" [Ref. 2].

A primera vista podría parecer que la finalidad del diseño estructural es proyectar estructuras que no fallen. Sin embargo un poco de meditación sobre el problema nos hará ver que esta manera de definir los objetivos del diseño es poco realista. Las variables y parámetros que deben considerarse son de naturaleza aleatoria. Por otra parte no es posible asignar límites a los valores de estas variables de manera que pueda uno confiar que jamás serán excedidos. Así, por ejemplo, no es posible conocer la mayor intensidad que pueda alcanzar la carga viva a que pueda estar sujeta una estructura durante su vida útil. En caso de acciones sísmicas la predicción del máximo efecto posible es aún más difícil. Consideraciones semejantes pueden hacerse respecto al valor mínimo que puede tener la resistencia de una estructura. Siempre existirá cierta probabilidad de que se presente una combinación de parámetros y variables tal que se produzca la falla en la estructura. En otras palabras, puede afirmarse que toda estructura acabará por fallar, si no se demuele antes.

Las construcciones u obras las podemos entender como sistemas formados por subsistemas y elementos que se ordenan para cumplir con una finalidad. Estos subsistemas interactúan de forma que se llegue a una solución óptima de la obra en su conjunto. Así, no puede confiarse que el lograr la solución óptima para cada uno de ellos conduzca a la mejor solución para la obra en su totalidad. En particular, no se debe olvidar que "Las obras no se construyen para que resistan sollicitaciones o cargas. Se construyen para alguna otra finalidad o función que lleva, como consecuencia esencial, el que la construcción mantenga su forma y condiciones de servicio a lo largo de determinado tiempo. Las cargas o sollicitaciones son características inevitables de las construcciones que no hay más remedio que tomar en cuenta en el diseño. La resistencia es una condición fundamental, pero no la finalidad única, vamos ni siquiera la finalidad primaria" [Ref. 2].

Al proyectar la estructura se debe tener siempre en mente que la estructura en sí, no constituye el objetivo principal del porque se construye determinada obra; sin embargo en el proyecto estructural debemos elegir la solución que mejor se adapte a nuestra situación en particular interactuando con los demás subsistemas que forman parte del diseño estructural y en cuanto mejor se logre esta interacción, tanto mejor será la bondad del proyecto y de la obra en su totalidad.

I.3 EL PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

El objetivo de un sistema estructural (debe quedar claro que es la estructura, no la obra en su totalidad) es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento, dentro de ciertas condiciones de servicio y seguridad establecidas.

La estructura estará sujeta a efectos exteriores (acciones) los cuales resistirá de acuerdo a sus características esenciales, por ello cuanto mejor sea el acierto al imaginar el sistema estructural (estructuración) así será la bondad de la respuesta de la estructura para resistir las acciones externas a las que estará sujeta. Al emplear una teoría de dimensionamiento para llevar al detalle todas y cada una de las partes y secciones mediante cálculos y comprobaciones, solo nos está dando un criterio para confirmar o rechazar la viabilidad de la estructuración adoptada. Por tanto podemos lograr que una estructura no ideada con cuidado resista las acciones a las que estará sujeta, pero tal vez se trate de una estructura que no cumple con los requisitos de funcionalidad o que resulta antieconómica.

La estructuración es una parte creativa del proceso de diseño que no está divorciada del conocimiento de la teoría estructural, y del buen criterio estructural el cual es parte de la experiencia y de cualidades innatas (como estudiante no debe uno preocuparse en demasía por ello, pues esto se adquiere con la práctica en el ejercicio de la profesión).

Cualquier intento de clasificación o subdivisión del proceso de diseño estructural resulta hasta cierto punto arbitrario. Sin embargo es útil para entender su esencia, considerar tres aspectos fundamentales:

- 1.- *Estructuración*
- 2.- *Análisis* (estructural)
- 3.- *Dimensionamiento/revisión* (debe quedar claro que el dimensionamiento de estructuras, no debe de interpretarse como diseño de estructuras, pues el dimensionamiento y/o revisión pertenecen al estudio más general del diseño estructural).

I.3.1 ESTRUCTURACIÓN. Ya se ha mencionado la importancia de esta parte del proceso del diseño, en la cual se determinan las características generales que forman la esencia de la estructura; como son los

materiales de los que estará constituida; su forma global; el arreglo de los elementos que la constituirán y sus dimensiones aproximadas de sus elementos y secciones. De la correcta elección del sistema estructural depende en mucho lo bueno del resultado que se obtenga. En esta etapa tiene gran importancia la experiencia, el buen criterio y la creatividad del que proyecta.

I.3.2 ANÁLISIS. En esta etapa se determina la respuesta de la estructura (acciones interiores o elementos mecánicos: fuerzas cortantes y normales; y momentos de flexión y torsión)¹ ante las acciones externas o cargas² que pueden afectar a la estructura durante su vida útil. Para esta determinación se requiere lo siguiente:

- a) *Modelar la estructura, o sea idealizar la estructura real por medio de un modelo teórico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles.* Un ejemplo es la idealización de un edificio de columnas, vigas y losas de concreto armado por medio de un sistema de marcos planos formados con barras de propiedades equivalentes. "Esta idealización es necesaria porque el problema real es siempre más complejo de lo que es práctico analizar" (Ref. 3).
- b) *Determinar las acciones de diseño.* Las cargas o acciones que inducen esfuerzos a las estructuras, la gran mayoría de las ocasiones están especificadas en los códigos o reglamentos y es obsión del proyectista a cual de ellos se sujetará, cabe aclarar que sujetarse no significa esclavizarse de un código o reglamento, sino basarse en los criterios que ahí se mencionan y poniendo en práctica el buen juicio y la intuición. No debe extrañar que en ocasiones, quede como responsabilidad del proyectista la determinación del valor de diseño de alguna carga; esto porque encuentra en los códigos o reglamentos o a la variación natural de los datos como es la obtención de datos ambientales locales que definen la acción de diseño (temperatura, humedad en el ambiente, viento, acciones sísmicas, características del suelo etc.). Al determinar las acciones de diseño pueden llegar a cometerse errores graves si no se tiene el suficiente cuidado, estos errores contradicen a la exagerada precisión que se intenta tener en otros aspectos del diseño.

¹ Cabe mencionar que un momento no es una fuerza, sino efecto producto de una fuerza.

² Las cargas pueden ser externas o internas (como las provocadas por la deformación por flujo plástico y las producidas por contracción; fenómenos que después se tratarán).

- C) *Determinar los efectos de las acciones de diseño en el modelo de estructura elegido.* En esta etapa, que constituye el análisis propiamente dicho, se determinan las acciones internas (elementos mecánicos: momentos y fuerzas) así como las flechas y deformaciones de la misma. Los métodos de análisis suponen en general un comportamiento elástico-lineal (es decir en ellos se cumple la ley de Hooke, para valores grandes de las acciones), por lo que se les conoce como métodos elásticos de análisis estructural, v. gr. Cross, Kani, etc³

Resumiendo los tres anteriores incisos del análisis, podemos decir que, después de elegir una estructuración tentativa se idealiza la estructura para estudiar los efectos de las solicitaciones a que puede estar sujeta. Esta idealización es necesaria, porque como ya se mencionó, el problema real es siempre más complejo que lo que es práctico analizar. El análisis estructural implica un conocimiento de las solicitaciones que obran sobre la estructura y de las dimensiones de sus elementos. Estos son imprecisos cuando se inicia el diseño, ya que sólo se conocen en forma aproximada, las dimensiones que tendrán los elementos. Estos influyen tanto en el valor del peso propio (en las cargas) como en el comportamiento estructural del conjunto (en su rigidez). En un proceso cíclico el proyectista va ajustando los datos iniciales a medida que va precisando el análisis. Solamente en la fase final de este proceso se hace un cálculo numérico relativamente refinado. Este trabajo aunque interesante, es repetitivo y cansado; más con el uso de las computadoras tiende a aminorarse cada vez más, permitiendo al proyectista poner atención a otros aspectos importantes del diseño.

1.3.3 DIMENSIONAMIENTO. Aquí es donde se definen a detalle los elementos y secciones de la estructura, (con alguna de las teorías de dimensionamiento que trataremos o mencionaremos en este trabajo) y se

³ "Los métodos de análisis han evolucionado en las últimas décadas mucho más de lo que han hecho otros aspectos del diseño; el desarrollo de los métodos numéricos asociados al empleo de las computadoras ha hecho posible analizar con precisión modelos estructurales cada vez más complejos. Aunque no se pretende menospreciar las ventajas de realizar análisis refinados de un modelo estructural que represente en forma realista y detallada una estructura, cabe llamar la atención sobre la tendencia que se aprecia cada vez más notoria, de buscar en esta etapa un grado de precisión incongruente con la poca atención que se presta a la determinación del modelo de la estructura y del sistema de cargas" [Ref. 2].

revisa que cumplan con los requisitos de seguridad adoptados. Una parte muy importante del dimensionamiento es la elaboración de planos y especificaciones de construcción de la estructura, que forman parte de la comunicación que existe entre el que proyecta y los que supervisan y construyen así como de los dueños de la obra. El dimensionamiento por lo regular está basado en la aplicación de los códigos o reglamentos de construcción los cuales se especializan en las diferentes formas estructurales y materiales de construcción.

El proceso que sigue el proyectista al resolver un problema de diseño planteado en los términos antes mencionados no es un proceso unidireccional en el que se sigan los pasos en la forma en que fueron expuestos; sino que se trata de un proceso cíclico de aproximaciones sucesivas, en el cual se van refinando los resultados a medida que se avanza en el proceso del diseño; sin poder afirmar cual es la primera o el última de las etapas que se van siguiendo.

I.4 SECUENCIA TEMPORAL DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

Al seguir el proceso del diseño estructural podemos llevar una secuencia temporal del mismo en el cual se distinguen las siguientes fases:

I.4.1 Planteamiento de soluciones preliminares. En esta fase es donde se definen los objetivos principales, del porque se construirá la obra y de las restricciones que pueda imponerle el entorno físico, y así poderla proyectar con las características necesarias para su buena funcionalidad. Deben obtenerse datos del ambiente y otros requisitos que restringen la erección de la obra.

I.4.2 Evaluación de soluciones preliminares. Aquí es donde se realiza lo que se conoce como "prediseño", es decir se llevan a cabo en una forma no detallada todas las etapas del diseño. El objetivo es determinar las características esenciales de la estructura en las diferentes alternativas que se pueden seguir y tener parámetros de comparación al determinar la solución que más convenga, así como de problemas que se puedan presentar en su construcción. Es obvio que la solución óptima no se basará únicamente en una comparación de costos; sino también en como la estructura interactúa con los demás subsistemas y esto favorezca a su

construcción; de su apariencia estética; de su influencia en el medio ambiente y de otros aspectos socioeconómicos como generación de empleos etc.

I.4.3 Diseño detallado. Como su nombre lo indica, aquí es donde después de recorrer muchas veces el proceso del diseño y ya teniendo la opción más conveniente, se procede a definirla hasta su detalle, realizando de manera refinada todas las etapas del proceso, aún aquí es necesario con frecuencia recorrer más de una vez las diversas etapas, ya que algunas de las características que se habían supuesto inicialmente pueden tener que modificarse por los resultados del dimensionamiento y hacer que se repita total o parcialmente el análisis.

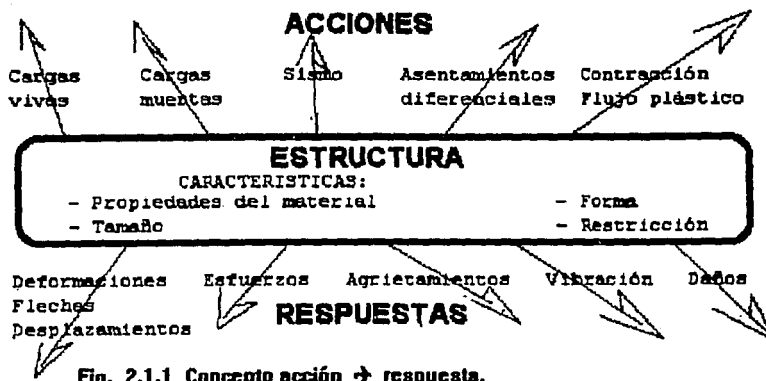
I.4.4 Transferencia de los resultados del diseño. Es necesario que los resultados del diseño sean transferidos a los que supervisan y construyen las obras así como a los dueños de las mismas. Esta transferencia se realiza por medio de la realización de planos en los cuales se indiquen los resultados del diseño en los cuales se incluyan no sólo las características fundamentales de la estructura, sino la solución a detalle de los diferentes elementos que puedan prestarse a confusión, la especificación de los materiales y procesos constructivos; la elaboración de una memoria de cálculos la cual facilite los cambios que resulten necesario por la ocurrencia de condiciones no previstas en el diseño.

I.4.5 Supervisión. La supervisión es el medio por el cual el proyectista puede comprobar que los resultados transferidos en los planos y especificaciones se interpreten correctamente y sobre todo, que puedan resolverse los cambios y adaptaciones que se presenten en las obras, de manera que éstos no alteren la seguridad de la estructura y estén de acuerdo con los criterios de cálculo empleados.

II DISEÑO BASADO EN ESTADOS LÍMITE

II.1 CONCEPTO ACCIÓN-RESPUESTA.

Como se indicó en el capítulo anterior, la estructura es un subsistema dentro del sistema principal constituido por la obra global, la cual está formada por diferentes componentes que interactúan en una forma ordenada para cumplir una función. El objetivo del subsistema estructural es absorber las sollicitaciones que se derivan del funcionamiento de la construcción u obra y responder de una forma adecuada. Esquemáticamente esto se visualiza en la fig. 2.1.1.



ACCIONES:

En general son denominadas como cargas, sin embargo al mencionarlas como acciones incluimos a todos los agentes externos que provocan en la estructura esfuerzos y deformaciones. Por tanto, además de las cargas propiamente dichas, se incluyen las deformaciones impuestas, como los hundimientos de la cimentación, las debidas a preesfuerzo y los cambios volumétricos por contracción y flujo plástico, así como los efectos

ambientales de viento, temperatura, corrosión, etc.

RESPUESTA:

Es representada por los parámetros físicos que describen el comportamiento de la estructura ante las acciones a las que se ve solicitada.

En los diferentes códigos y reglamentos de diseño se presentan los límites admisibles para las estructuras más comunes y es responsabilidad del proyectista mantener la respuesta de la estructura dentro de los límites que no afecten su correcto comportamiento o su estabilidad. Debe definirse por tanto cuáles son en cada caso los límites que se admiten como respuesta de las estructuras (Fig. 2.1.2).

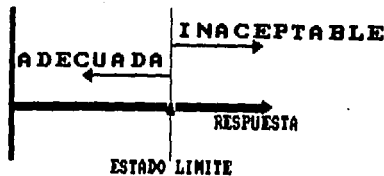


FIG. 2.1.2 LÍMITES ADMISIBLES.

II.2 ESTADOS LÍMITE (O LÍMITES DE UTILIDAD ESTRUCTURAL).

[Refs. 2, 30 y 43]

Se dice que se ha alcanzado un estado límite (o límite de utilidad estructural) cuando la estructura o una parte de ella, deja de cumplir satisfactoriamente la función para la que fue diseñada y construida.

Se distinguen estados límite¹ de dos tipos: estados límite de resistencia (o de falla) y estados límite de servicio.

Estados límite de resistencia (o de falla)	{	Capacidades (o colapso)	Estados límite de servicio	{	Deformaciones (flechas y desplazamientos horizontales)
		Inestabilidad			Vibraciones
		Fractura			Agrietamientos
		Fatiga			
		Duración			

Relación. 2.1. Límites de utilidad estructural.

¹ En adelante, al mencionar *estados límite* deberá entenderse que se trata de *estados límite de utilidad estructural*.

II.2.1 ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA (O DE FALLA).

Los estados límite de resistencia o de falla, son aquellos relacionados con la seguridad y corresponden a situaciones en las que la estructura sufre una falla total o parcial, y debido a ello presenta daños que afectan su capacidad para resistir nuevas acciones. La falla de una sección por cortante, flexión, torsión o carga axial, o bien por cualquier combinación de estos efectos² llamados fuerzas internas o elementos mecánicos, constituye un estado límite de falla; así como también la inestabilidad o falta de equilibrio global de la estructura (volteo), el pandeo de uno de sus miembros, el pandeo local de una sección y la falla por fatiga constituyen límites de resistencia o de falla, los cuales se resumen en los subincisos que adelante trataremos basándonos en la relación 2.1. Como proyectistas debemos procurar que no se presenten estados límite de falla o colapso, debidos no sólo a las acciones que ocurren durante la operación normal de la estructura, sino también a las acciones correspondientes a condiciones excepcionales como hundimientos, viento, sismo, etc.

a) ESTADO LÍMITE DE CAPACIDADES (O COLAPSO). Dicho estado se alcanza cuando las resistencias máximas se utilizan simultáneamente en un número de secciones transversales suficiente para que la estructura, o parte de ella, se convierta en un mecanismo, incapaz de satisfacer las condiciones de equilibrio si se aumentan las cargas. Se dice entonces que se ha generado una articulación plástica.

En estructuras isostáticas este estado límite queda determinado generalmente por una sola sección, mientras que en las hiperestáticas lo determina el comportamiento de varias secciones, las necesarias para la formación del mecanismo (fig. 2.2.1).

² Regularmente las fallas se presentan por una combinación de los elementos mecánicos mencionados, ya que es difícil en la vida real encontrarlos aislados.

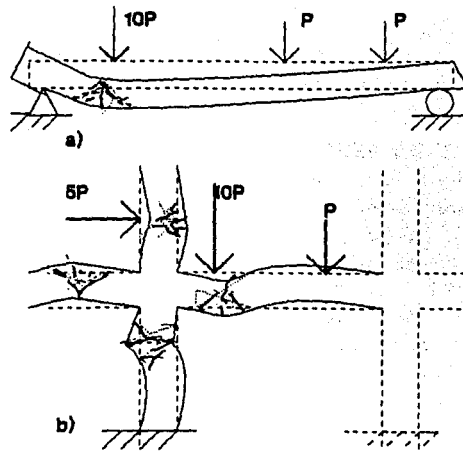


Fig. 2.2.1. Articulaciones plásticas: a) estructura isostática, b) estructura hiperestática.

Cuando las resistencias máximas se alcanzan simultáneamente en todas las secciones que definen el mecanismo los momentos y fuerzas de la estructura se calculan aplicando la teoría de la plasticidad³ (suele hablarse entonces de un estado límite de mecanismo), pero hay casos en que las características de deformación de la estructura hacen imposible que se llegue a la carga correspondiente al mecanismo de colapso, y el pandeo local⁴ de elementos puede reducir la resistencia máxima por debajo de la prevista por el análisis plástico.

Por estas razones, si bien en muchos casos se justifica suponer un comportamiento plástico completo y utilizar el análisis y teoría de dimensionamiento (es decir el diseño) ambos plásticos para definir este estado límite, en otros deben emplearse teorías plásticas modificadas, como la teoría de dimensionamiento por resistencia, (basada en propiedades plásticas de los materiales) con un análisis elástico de la estructura⁵ o bien emplear la teoría elástica (análisis y dimensionamiento ambos elásticos).

³ En dicha teoría se trata un análisis estructural, considerando articulaciones plásticas en todos los miembros del mecanismo. Su aplicación queda muy por encima de los objetivos del presente trabajo.

⁴ Por ejemplo de almas y patines en estructuras de acero.

⁵ Este método semiplástico, es el motivo esencial del presente trabajo.

b) ESTADO LÍMITE DE INESTABILIDAD. La capacidad de resistir cargas de una estructura, con respecto a fenómenos de inestabilidad, depende fundamentalmente de la rigidez de sus elementos y de imperfecciones en su geometría (excentricidades, curvaturas iniciales de miembros supuestamente rectos etc.). El estado límite se alcanza cuando la estructura en su conjunto, o una parte de ella, pierde totalmente su rigidez⁶.

c) ESTADOS LÍMITE DE FRACTURA FRÁGIL. La posibilidad de una fractura frágil en un elemento estructural depende fundamentalmente de las propiedades del material con que está hecho, de la forma y características de los detalles de la estructura, además de la temperatura⁷ y velocidad de aplicación de las cargas.

d) ESTADO LÍMITE DE FATIGA. Se define por la amplitud de los esfuerzos que causan la ruptura de una conexión, barra o estructura después de un número muy grande de ciclos o repeticiones de carga.

e) ESTADO LÍMITE DE DURACIÓN. Las pérdidas de material, o cambios en sus características iniciales básicas, pueden hacer que una estructura, o alguna de sus partes, alcance a lo largo del tiempo una situación en la que aparezca alguno de los estados límite de resistencia o servicio. Para que la duración no disminuya por abajo de períodos prefijados deben establecerse condiciones mínimas de protección para diferentes materiales y situaciones.

II.2.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

Este tipo de estados límite se relaciona con aquellas situaciones que, aún sin poner en juego la seguridad de la estructura, afectan el correcto funcionamiento de la construcción. Los estados límite de servicio comprenden las deflexiones (laterales y flechas), agrietamientos y vibraciones, todos estos casos en exceso, así como el

⁶ Los cálculos pueden hacerse mediante la teoría de la plasticidad o de la elasticidad cualquiera de ellas de segundo orden.

⁷ Un material que a temperaturas normales es dúctil puede presentar las características de un material frágil a temperaturas muy bajas, mientras que un material normalmente frágil puede comportarse como dúctil a temperaturas muy altas. A temperaturas no normales, por lo tanto, uno debe referirse a un material en estado dúctil o en estado frágil y no a un material dúctil o frágil.

daño en elementos no estructurales de la construcción, o equipo que en ella exista. Se debe tener presente que aunque no se arriesga con la seguridad de la estructura provocan sensación de inseguridad y falta de confort en las personas que viven o trabajan en la construcción.

Los requisitos de servicio se relacionan principalmente con la rigidez de la estructura y de sus miembros; de ella dependen principalmente los movimientos laterales, flechas y vibraciones, que constituyen los aspectos de la respuesta que afectan más frecuentemente el correcto funcionamiento de las estructuras.

II.3 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE.

"En términos de los conceptos antes definidos, el objetivo del diseño estructural puede replantearse como el proporcionar una seguridad adecuada ante la aparición de estados límite de falla para las acciones más desfavorables que pueden presentarse durante la vida útil de la construcción y procurar que en las condiciones normales de operación no se sobrepasen los estados límite de servicio" (Ref. 2)

Es de suma importancia cumplir con ambas condiciones, pues al proyectar estructuras puede concentrarse la atención exclusivamente en cumplir con los requisitos de seguridad, descuidando los de servicio, dando lugar a que se presten situaciones que hacen inservible o no eficaz en su totalidad la estructura, aún cuando sea adecuada su seguridad.

Por medio de los métodos de análisis estructural obtenemos la respuesta de la estructura, es decir los elementos mecánicos y deformaciones inducidas a la estructura por las acciones. Los códigos o reglamentos por lo general establecen límites de utilidad estructural basados en el juicio y experiencia de los codificadores, experiencia basada en aciertos y errores de construcciones existentes los cuales ponen de manifiesto cuando algunas de las restricciones físicas de su funcionamiento producen molestia a quienes las ocupan. La revisión de los estados límite consiste por tanto en la comparación entre el valor de la respuesta calculado para las acciones especificadas (de la obra en cuestión) y el valor fijado como estado límite o valor admisible del código o reglamento que se esté utilizando.

Para saber si la respuesta de la estructura es o no adecuada en cuanto a la aparición de algún estado límite de falla, es necesario que se defina un índice de la respuesta el cual pueda compararse con la acción o combinación de acciones a las que estará sujeta la estructura.

Por tanto definamos como RESISTENCIA de una estructura a la intensidad de la acción (o combinación de acciones) hipotética(s) que generan en la estructura un estado límite de falla. Al definir así la resistencia de una estructura tenemos la ventaja de que las acciones y las resistencias las medimos en la misma escala. Cuando la revisión de la seguridad se hace por medios analíticos, la comparación se realiza a nivel de fuerzas internas, es decir, determinar por medio de un análisis estructural las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que un conjunto dado de acciones produce en las distintas secciones y compararlos con los valores de estas fuerzas que la estructura, o cada sección de ella, es capaz de resistir. Existen y pueden presentarse diferentes límites de falla, por tanto podemos hablar de las mismas resistencias en la estructura (ver fig. 2.3).

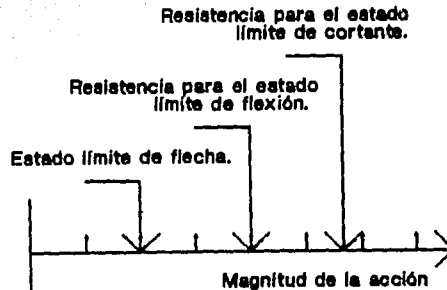


Fig. 2.3. Resistencia a distintos estados límite.

Tenemos entonces que la resistencia a flexión será el momento flexionante máximo que pueda resistir la sección. Así mismo puede hablarse de resistencia a carga axial, cortante o torsión, y la resistencia (o estado límite) que regirá será aquella que se alcance primero al crecer la intensidad de la(s) acción(es). La resistencia de un elemento estructural o de una sección se determina por métodos experimentales o analíticos en función de las propiedades mecánicas y geométricas de la estructura, con procedimientos que son peculiares de cada material estructural.

II.4 CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL.

El término "falla" frecuentemente se entiende como sinónimo de "fractura". Sin embargo en el diseño de estructuras este no es el significado usual del término. Se dice que ocurre la falla cuando un miembro cesa de realizar satisfactoriamente la función para la cual estaba destinado [Ref. 8].

Al diseñar estructuras se debe procurar que la probabilidad de aparición de alguno de los estados límite de falla sea pequeño, tan pequeño como la economía lo permita; sin olvidar que por muy grandes que se supongan las acciones o muy pequeñas las resistencias, existirá aunque muy pequeña la probabilidad de que se presente un conjunto de acciones que puede producir la falla por alguno de los estados límite de utilidad estructural. "Por lo tanto la diferencia entre un diseño seguro y otro inseguro está en el grado de riesgo considerado aceptable, no en la falsa ilusión de que ese riesgo puede ser eliminado completamente" [Ref. 2].

En el estudio de la *confiabilidad estructural* se tratan problemas de incertidumbre en la seguridad de las estructuras, situaciones como la antes mencionada para lo cual se hace necesaria la aplicación de la teoría de las probabilidades. Un estudio profundo de la materia queda por encima de los objetivos del presente trabajo.

II.4.2 FACTOR DE SEGURIDAD.

El factor de seguridad de un miembro estructural se define como la relación de la resistencia del miembro al máximo esfuerzo previsto o admisible (estos esfuerzos calculados con las fórmulas de resistencia de materiales, en régimen elástico). Cuando la falla se produce por inestabilidad σ_{max} (esfuerzo máximo) se sustituye por el esfuerzo σ_{cr} crítico. Para materiales dúctiles, el factor de seguridad se basa en los esfuerzos en los puntos de fluencia, mientras que para materiales frágiles o vítreos, se basa en la resistencia a la ruptura. Los factores de seguridad se encuentran expresados en los códigos y reglamentos, sin embargo el proyectista debe juzgar si su caso particular

$$F.S. = \sigma_{MAX} / \sigma_{Adm.}$$

$$F.S. = \sigma_{Cr} / \sigma_{Adm.}$$

Factor de seguridad.

corresponde a alguna de las situaciones generales previstas por el código o reglamento y emplear los factores de seguridad correspondientes. Además deberá observarse si alguno de los aspectos del proyecto son radicalmente distintos de lo usual. En estos casos se debe adoptar un factor de seguridad mayor que el especificado.

La determinación del factor de seguridad no es problema sencillo, implica en caso de falla, evaluar situaciones tales como el costo de las consecuencias y aspectos difíciles de expresar en términos monetarios, como la pérdida de vidas humanas, el prestigio de los proyectistas, constructores y propietarios.

Es frecuente escuchar que los factores de seguridad empleados en el diseño son "factores de miedo" o "factores de ignorancia" que cubren la falta de un conocimiento preciso del problema. Una forma muy aguda de expresar lo anterior (Ref. 2) es la afirmación siguiente: "El diseño estructural es el arte de usar materiales que en realidad no conocemos para formar estructuras que en realidad no podemos analizar, de manera que resistan cargas que en realidad no podemos evaluar, todo esto en modo tal que el público no se dé cuenta de nuestra ignorancia". La anterior expresión es cierta en cuanto nos recuerda que al diseñar estructuras trabajamos siempre con variables aleatorias que tienen cierto grado de incertidumbre. Sin embargo a pesar de ello no debemos interpretar de manera negativa, en el sentido de que, independientemente de lo que hagamos siempre tendremos graves incertidumbres las cuales podamos cubrir empleando factores de seguridad altos. El proyectista tiene la obligación moral de reducir lo más posible esta incertidumbre, con todos los medios a su alcance dentro de los límites de tiempo y recursos que pueden destinarse al proyecto. Es de recalcar que los factores de seguridad no deben cubrir la ignorancia o el descuido del proyectista, sino sólo aquella incertidumbre que se deriva de factores que el estado de conocimientos en la profesión de la ingeniería o la situación particular de la obra no permiten superar.

II.4.2 DISEÑO POR LOS FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA^o.

Una vez determinados los estados límite de interés en un problema dado, el diseño estructural consiste en asegurarse de que hay una probabilidad suficientemente pequeña de que la resistencia de diseño correspondiente a cada uno de ellos sea menor que la sollicitación de diseño asociada a dicho estado límite, es decir, que las sollicitaciones

^o Del inglés LOAD & RESISTANCE FACTOR DESIGN. También empleado en estructuras de acero.

de diseño S multiplicadas por sus respectivos factores de carga F_c sea menor o igual a la resistencia nominal R multiplicadas por su factor de reducción de resistencia F_R .

Fuerza interna de diseño		Resistencia de diseño
$\frac{F_c S}{\gamma}$	\leq	$\frac{R}{\gamma}$

Criterio de diseño por factor
de carga y resistencia.

III DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.

III.1 METODOS DE DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.

Se entiende por diseño estructural al proceso completo mediante el cual se crea una estructura. El término dimensionamiento se refiere únicamente a la parte del diseño cuya finalidad es determinar las dimensiones y características de los miembros estructurales.

En los incisos siguientes se describen con mayor detalle algunos de los criterios y métodos de dimensionamiento más comúnmente utilizados en el diseño estructural.

III.1.1 DIMENSIONAMIENTO POR MEDIO DE MODELOS.

Una manera muy directa de diseñar y dimensionar una estructura consiste en hacer un modelo a escala natural (prototipo) y comprobar si es satisfactorio su comportamiento bajo combinaciones de solicitaciones que reproduzcan aquellas a las que se supone estará sujeto el prototipo. El uso de modelos es a veces el método más indicado en el diseño y por ende del dimensionamiento de elementos estructurales de forma muy compleja que no son fáciles de analizar por medio de los modelos matemáticos usuales. En elementos que van a fabricarse en gran número (p/ej. torres de transmisión). Puede también convenir este método por el refinamiento de dimensiones que es posible lograr, ya que la información que se puede obtener de ensayos a escala natural es la más fidedigna posible. Los modelos matemáticos reproducen los fenómenos físicos reales tan sólo de una manera aproximada. Evidentemente las desventajas principales del método son su costo y el tiempo necesario para obtener resultados.

Puede reducirse el alto costo implicado en el diseño y dimensionamiento por medio de modelos, si estos se hacen a una escala reducida y empleando la teoría de modelos para obtener los resultados.

III.1.2 MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO (O PERMISIBLES).

Es el método que se ha usado tradicionalmente desde principios del siglo XIX. Consiste en calcular, por medio de un análisis elástico (cross, Kani, etc.), las acciones internas (fuerzas y momentos) que producen las solicitaciones de servicio o de trabajo en los diversos elementos estructurales, y en comparar los esfuerzos ocasionados por esas acciones, determinados también por métodos elásticos, con los permisibles o de trabajo, obtenidos dividiendo ciertos esfuerzos característicos (de fluencia, de falla por inestabilidad, etc.) entre un coeficiente o factor de seguridad.

Esta teoría es útil para predecir el comportamiento de las estructuras en condiciones de trabajo, pero en muchos casos no permite estudiarlas en las cercanías del colapso, que se presenta frecuentemente fuera del intervalo elástico, cuando la ley de Hooke ya no rige las relaciones entre esfuerzos y deformaciones. El método es razonable en estructuras de materiales con un comportamiento esencialmente elástico. Sin embargo, cuando los materiales son de naturaleza inelástica, como sucede con el concreto reforzado, dicho método tiene limitaciones obvias. Una crítica frecuente es que no permite dimensionar con un criterio uniforme de seguridad, puesto que el mantener una determinada relación entre los esfuerzos de rotura y los permisibles no es garantía de que exista la misma relación entre las resistencias últimas y las solicitaciones de trabajo.

III.1.3 MÉTODO DE RESISTENCIA (ÚLTIMA (O MÁXIMA))¹.

A este método, el cual ocupa la mayor parte de este trabajo comúnmente se le confunde con el método de dimensionamiento al límite, el cual después se tratará.

El método consiste en determinar las acciones internas producidas por cargas de servicio (como en el método de esfuerzos de trabajo) por medio de un análisis elástico y en dimensionar después los elementos estructurales de manera que su resistencia sea igual a esas acciones de trabajo multiplicadas por un factor de carga, de acuerdo con el grado de seguridad deseado o especificado.

El nombre de resistencia "máxima" en realidad es incorrecto pues el dimensionamiento no se basa en la resistencia máxima de la estructura, ya que en el análisis (que es elástico) no se tienen en cuenta los cambios en la distribución de efectos internos que tienen lugar después de que termina el comportamiento elástico y antes de la falla. Motivo

¹ Estos dos últimos términos en la actualidad tienden a desaparecer, quedando solamente el nombre como teoría de resistencia.

por el cual, en los reglamentos recientes como el ACI² la palabra máxima tiende a desaparecer quedando solamente como MÉTODO DE RESISTENCIA.

En su conjunto, al diseñar empleando este método de dimensionamiento se presenta una contradicción, pues la determinación de la resistencia de las secciones mediante este método, está basada en el comportamiento inelástico de los materiales previo a la falla, mientras que las acciones internas (elementos mecánicos) se calculan empleando métodos de análisis estructural elásticos. A pesar de esta inconsistencia filosófica, en su mayoría los reglamentos contemporáneos de concreto reforzado se basan en criterios de este tipo³.

III.1.4 MÉTODO BASADO EN ANÁLISIS AL LÍMITE.

Como es sabido una estructura de material elasto-plástico, como lo son muchos de los materiales de construcción, puede seguir admitiendo incrementos de carga, aun cuando las solicitaciones que actúan en una sección transversal alcancen la resistencia de esta y por ende se produzca la plastificación íntegra del material de que está compuesta, debido a la naturaleza inelástica de material permite que la sección siga deformándose (o admitir rotaciones) bajo momento constante sin llegar a fallar. Las secciones que se comportan de esta forma, reciben el nombre de articulaciones plásticas. La estructura seguirá tomando cargas, mientras no aparezcan suficientes articulaciones plásticas para que la estructura en conjunto, o una parte de ella, se convierta en un mecanismo de colapso. No se aprovecha, por lo tanto, la reserva de energía que caracteriza a las estructuras hiperestáticas de materiales con un comportamiento asimilable al elastoplástico, debido a los conocidos fenómenos de redistribución de momentos.

Al diseñar una estructura plásticamente se dimensionan los elementos que la componen mediante métodos de dimensionamiento de consideraciones inelásticas como el método o teoría de resistencia antes descrito, el dimensionamiento se hace de manera que falle cuando obran sobre la estructura las solicitaciones de trabajo determinadas mediante un análisis al límite (o plástico) multiplicadas por un número mayor que la unidad, al que se le llama factor de carga.

El método permite determinar el coeficiente de seguridad real contra

² American Concrete Institute (Instituto americano de Concreto).

³ Este enfoque también puede usarse para el diseño de estructuras de acero, su empleo permite aprovechar la resistencia total de las secciones al tener en cuenta su plastificación completa. El criterio elástico, por el contrario, se considera que la capacidad resistente de una sección se agota en cuanto las fibras externas alcanzan el esfuerzo permisible de trabajo.

el colapso, pero no proporciona información sobre el comportamiento de la estructura en condiciones de trabajo. No es aplicable cuando la falla se presenta sin las deformaciones plásticas correspondientes a la formación del mecanismo de colapso lo que puede suceder, por ejemplo, en estructuras sometidas a un número elevado de ciclos de carga (es decir que falle por fatiga) o cuando el límite de utilidad estructural corresponde a alguna forma de inestabilidad.

El diseño basado en análisis al límite y dimensionamiento en propiedades inelásticas de los materiales, se emplea con bastante frecuencia en el cálculo de estructuras de acero, sobre todo cuando son relativamente sencillas. No es de fácil aplicación en estructuras complejas. Un aspecto que requiere especial atención es el riesgo de que se presenten problemas de inestabilidad antes de que llegue a formarse el mecanismo de colapso. La aplicación del método al diseño de estructuras de concreto reforzado implica mayores dificultades que en las estructuras de acero. Mientras que en el acero para efectos prácticos no existe límite a la capacidad de rotación de las secciones, condición para que puedan ser efectivas las articulaciones plásticas, en el concreto reforzado existen todavía incertidumbres en la cantidad de rotación que puede soportar una sección sin que se presente una falla repentina. A pesar de esta dificultad, este enfoque se emplea ya, aunque con ciertas limitaciones, en el diseño de estructuras sencillas de concreto reforzado.

III.1.5 MÉTODO PROBABILÍSTICO.

Las solicitaciones que obran sobre las estructuras, como las resistencias de éstas son cantidades en realidad de naturaleza aleatoria, que no pueden calcularse por métodos determinísticos, como se supone en los criterios o teorías que acaban de reseñarse. Esta característica de las cargas y las resistencias ha llevado a algunos investigadores a pensar en la conveniencia de recurrir a métodos probabilísticos. Las incertidumbres que existen en las variables y parámetros que deben considerarse hacen que exista una cierta probabilidad de que se presenten combinaciones de valores tales, que las solicitaciones sean superiores a las resistencias. Para establecer el diseño de las estructuras sobre bases racionales se ha sugerido que se asigne a éstas una resistencia nominal, tal que, aún considerando el intervalo de distribución de los valores de la resistencia entorno al valor nominal, la combinación de este intervalo de variación de las solicitaciones implique una probabilidad muy reducida de que las solicitaciones excedan las resistencias. Esta probabilidad es evidentemente la suma de las probabilidades que corresponden a todas las

combinaciones de valores para las cuales la sollicitación es superior a la resistencia. Esta suma de probabilidades es indicativa del riesgo de que la estructura falle durante su vida útil. El riesgo de falla da una medida significativa del margen de seguridad de la estructura. Puede entonces expresarse en términos económicos si se cuenta con los elementos necesarios para estimar el costo de las consecuencias de la falla de la estructura. Sirve así, junto con el precio de la estructura, para escoger la solución óptima desde el punto de vista económico. El conocimiento del riesgo de falla puede servir para establecer racionalmente el cálculo de las estructuras asignando a estas un margen de seguridad correspondiente a su importancia. Un enfoque como el descrito tiene evidentes atractivos teóricos. Sin embargo existen todavía limitaciones importantes a la aplicación práctica de un criterio de este tipo. Por una parte todavía no se tiene suficiente información sobre las variaciones tanto de las sollicitaciones que deben considerarse como de las resistencias de los materiales y de las estructuras construidas con ellos. Por otra parte, el problema de asignar precios o valor a las consecuencias de una falla es de difícil solución. No obstante estas dificultades el enfoque tiene indudable interés y se han empezado a hacer proposiciones para formular recomendaciones de proyecto basadas exclusivamente en conceptos probabilísticos. De hecho ciertos conceptos probabilísticos ya han sido incorporados a algunos reglamentos en lo que se refiere a la evaluación de las características resistentes de los materiales.

III.2 DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.

Como ya se mencionó en el método de esfuerzos de trabajo, las secciones de los miembros de la estructura se dimensionan suponiendo una variación lineal para la relación esfuerzo-deformación, lo que asegura que bajo las cargas de servicio (o trabajo) los esfuerzos del acero y del concreto no exceden los esfuerzos permisibles o de trabajo. Los esfuerzos permisibles se consideran como fracciones fijas de la resistencia "máxima" o de la resistencia de cedencia de los materiales; por ejemplo para la compresión que se presenta en las fibras por encima del eje neutro en los miembros sometidos a flexión se puede suponer 0.45 de la resistencia⁴ de cilindro de concreto. En el *dimensionamiento por*

⁴ Esta resistencia obtenida en una serie de pruebas a compresión simple.

resistencia se toman en cuenta las deformaciones inelásticas para alcanzar la resistencia "máxima" o última (o sea el concreto a la resistencia última y generalmente el acero a la de cedencia) cuando se aplica una carga máxima a la estructura, igual a la suma de cada carga de servicio multiplicada por su factor respectivo de carga. En ambos métodos las acciones se determinan mediante un análisis estructural elástico: en forma alterna en la teoría de resistencia, los momentos y fuerzas internas que actúan en las estructuras se pueden calcular tomando parcialmente en cuenta la redistribución de las acciones que pueden ocurrir debido a las relaciones no lineales entre las acciones y deformaciones en los miembros bajo cargas elevadas.

III.2.1 VENTAJAS DEL MÉTODO POR RESISTENCIA.

Algunas de las razones para la tendencia hacia el dimensionamiento por resistencia son las siguientes:

- 1) Las secciones de concreto reforzado se comportan inelásticamente bajo cargas elevadas; en consecuencia, el método elástico no puede dar una predicción segura de la resistencia máxima de los miembros, es decir debido a las deformaciones inelásticas se desconoce el factor de seguridad [carga falla (colapso)/carga de servicio], el que varía de estructura a estructura.
- 2) El diseño por resistencia permite una selección más racional de los factores de carga. Por ejemplo, se puede utilizar un factor de carga bajo, para cargas conocidas con mayor precisión, tales como cargas muertas, y un factor más elevado para cargas conocidas con menos precisión, las cargas vivas por ejemplo. Además el desglosar el factor de seguridad total en diversos factores parciales (de carga y de reducción de resistencia) proporciona una gama mucho más amplia de factores de seguridad global que permiten lograr un nivel de seguridad cercano al óptimo para una gran variedad de situaciones de diseño o dimensionamiento. Facilita además al proyectista realizar algún cambio en los factores de seguridad especificados cuando en algún aspecto del diseño se presenta una situación muy distinta de las previstas por el reglamento o código. Puede en este caso modificarse el factor de seguridad parcial que afecta la variable que tiene características diferentes. Lo cual proporciona un procedimiento de diseño menos empírico.
- 3) La curva esfuerzo-deformación para el concreto no es lineal y depende del tiempo. Por ejemplo, las deformaciones por flujo plástico del concreto bajo esfuerzo sostenido constante pueden ser varias veces mayores que la deformación elástica inicial. En

consecuencia, el valor de la relación modular ($n = E_s / E_c$) utilizada en el dimensionamiento por esfuerzos de trabajo es una aproximación burda. El dimensionamiento por resistencia no requiere conocer la relación modular.

- 4) El método de resistencia utiliza reservas de resistencia, resultantes de una distribución más eficiente de los esfuerzos permitidos por las deformaciones inelásticas, y en ocasiones indica que el método elástico es muy conservador. Por ejemplo, el acero de compresión en las vigas doblemente reforzadas por lo general alcanza la resistencia de cedencia bajo carga máxima, y sin embargo en el método elástico puede indicar un bajo esfuerzo en este acero.
- 5) El método por resistencia utiliza con mayor eficiencia el acero de refuerzo de alta resistencia, y se pueden utilizar peraltes más pequeños en vigas sin acero de compresión.
- 6) Además permite al diseñador evaluar la ductilidad de la estructura en el rango inelástico. Este es un aspecto importante cuando se considera la redistribución posible de los momentos de flexión en el dimensionamiento por cargas de gravedad y en el dimensionamiento por cargas sísmicas o explosiones.
- 7) En el cálculo del concreto preesforzado se hace necesaria la aplicación del dimensionamiento por resistencia -debido a que garantiza el factor de seguridad adecuado-, porque bajo cargas de gran intensidad, los esfuerzos no son proporcionales a las deformaciones unitarias.

III.2.2 VENTAJAS DEL METODO POR ESFUERZOS DE TRABAJO.

Las ventajas que presenta el método de esfuerzos permisibles o de trabajo que no pueden pasarse por alto son las que siguen:

- 1) El método de esfuerzos admisibles (o permisibles), plantea la revisión de la seguridad en términos de dos cantidades sencillas: el módulo de elasticidad del material y el momento de inercia de la sección.
- 2) Si las secciones se proporcionan por los requerimientos de resistencia, existe el peligro de que, aunque sea adecuado el grado de seguridad contra el desplome, el funcionamiento de la estructura bajo cargas de servicio sea insatisfactorio. Por ejemplo el agrietamiento puede ser excesivo si los esfuerzos en el acero son elevados o si las varillas están mal distribuidas. Las deflexiones pueden ser críticas si se utilizan secciones de poco peralte, las

que son posibles al dimensionar por el método de resistencia, junto con esfuerzos elevados. En consecuencia, para garantizar un diseño satisfactorio, se deben comprobar los anchos de las grietas y las deflexiones bajo cargas de servicio para asegurar que estén dentro de valores límites razonables, dictados por los requerimientos funcionales de la estructura. Esta comprobación requiere utilizar la teoría elástica debido a que normalmente con cargas de trabajo se producen las flechas críticas. De la misma manera, cuando el refuerzo es de acero de alta resistencia, la abertura de las grietas con cargas de trabajo puede ser inaceptable.

III.2.3 COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE RESISTENCIA Y DE ESFUERZOS DE TRABAJO (MÉTODO ELÁSTICO)

Se aducen diversas ventajas y limitaciones para cada uno de estos dos criterios principales de dimensionamiento y de sus variantes. La preferencia por uno u otro criterio tiene raíces históricas. La controversia acerca de los méritos de uno y otro ha durado décadas y los proyectistas suelen defender su preferencia.

El método por resistencia descansa en una base más sólida, por lo que no es de extrañarse que en un futuro próximo sea el único que se reconozca. A pesar de ello las consideraciones sobre la revisión de la seguridad mencionadas en las ventajas del método por esfuerzos de trabajo permanecerán válidas mucho después de que el dimensionamiento con la teoría elástica se haya abandonado por completo.

En fechas más recientes se ha reconocido que el enfoque de diseño para estructuras de concreto reforzado debe idealmente combinar las mejores características de las teorías de resistencia y de esfuerzos de trabajo. En consecuencia, el método de resistencia está convirtiéndose en el enfoque predominante para dimensionar las secciones, utilizando la teoría elástica solamente para asegurar el servicio. El código del ACI de 1971 presenta este método de diseño llamándolo "Método de diseño por resistencia y servicio".

III.3 REGLAMENTOS BASADOS EN ESTADOS LÍMITE. [Refs. 2, 31, 36, 37, 40, 41, 43 y 44]

Los reglamentos para el diseño de estructuras son documentos legales que tienen como función proteger a la sociedad contra el colapso o mal funcionamiento estructural de las construcciones.

Mucha gente considera que las especificaciones de los códigos o reglamentos impiden al ingeniero pensar por sí mismo (y puede que haya alguna base para tal censura), sin embargo lo que debe recordarse como importante acerca de las especificaciones, es que las mismas no han sido elaboradas con el propósito de restringir al ingeniero, sino de proteger al público.

Hay mucha controversia acerca de si un reglamento debe limitarse a fijar requisitos generales de seguridad y de funcionamiento dejando amplia libertad al proyectista respecto a la manera de cumplir con dichos requisitos, o si, por el contrario, debe prescribir en forma detallada los procedimientos que deben seguirse para lograr el nivel de seguridad deseado. Las normas o reglamentos que tienen el primer enfoque se llaman *reglamentos funcionales*, o de requisitos de comportamiento [performance codes], y los que siguen la segunda línea se llaman *reglamentos prescriptivos*. Los reglamentos funcionales parecen más racionales y, permitiendo más libertad a los proyectistas, fomentan la innovación. Su principal defecto reside en la dificultad de comprobar que un diseño realmente cumple con los requisitos de comportamiento establecidos. Los reglamentos prescriptivos son más rígidos y obligan a fijar una larga lista de requisitos para poder cubrir el mayor número de casos que puedan presentarse, pero tienen la ventaja de que el proyectista cuenta con un camino claro y ya aprobado para demostrar que su diseño cumple con los requisitos establecidos.

La mayoría de los reglamentos de construcción actuales, como el del Distrito Federal, el del comité europeo del concreto CEB ("CEB-FIP Model Code for Concrete Structures", Comité-Euro-International du Béton, Londres, 1978), el de Inglaterra (___ CP 110: The Structural Use of Concrete, Londres, British Standards Institution, noviembre 1972.) y el de Canadá (___ National Building Code of Canada, Ottawa, National Research Council of Canada, 1975.), establecen disposiciones para el diseño de estructuras basadas en el concepto de estados límite. A continuación se presentan tablas para considerar los factores de carga y

resistencia de los reglamentos más usados en México³.

FACTORES DE CARGA PARA DIFERENTES REGLAMENTOS (F _c)			
CÓDIGO	COMBINACIONES COMUNES	COMBINACIONES EXCEPCIONALES	COMBINACIONES PARA VOLTEO ⁽¹⁾
RDF76	1.4CM+1.4CV ⁽¹⁾	1.1CM+1.1CV ⁽²⁾ +1.1CA	0.9CM+1.1CA
ACI77	1.4CM+1.7CV	0.75 [1.4CM+1.7CV ⁽³⁾ + 1.7CA _{viento} ⁽⁴⁾] 0.75 [1.4CM+1.7CV ⁽³⁾ + 1.87CA _{sismo}]	0.9CM+1.3CA _{viento} ⁽⁴⁾ 0.9CM+1.43CA _{sismo}
CEB80	1.25CM+1.45CM	1.25CM+CV+CA	0.8CM+1.45CA

Tabla III.1. Factores de carga.

Acciones permanentes[CM: Carga Muerta]

Acciones variables[CV: Carga Viva]

Acciones Accidentales[CA: Carga Accidental]

(*) Esto cuando las acciones resultantes de CM y CA sean de signos opuestos.

(1) Ambos factores de carga se aumentan a 1.5 para edificaciones muy importantes Art. 194

(2) CV es el valor instantáneo de la carga viva de diseño.

(3) Se deben considerar los casos en que CV adquiera su valor total o cero.

(4) Considerar así en caso de viento; en caso de sismo, sustituir CA por 1.1CA, es decir 1.7(1.1CA)=1.87CA y 1.3(1.1CA)=1.43CA.

FACTORES DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD ϕ (ó F _R)		
C A S O	RDF87	ACI83
Flexión, con tensión axial o sin tensión axial, o tensión axial	0.90	0.90
Flexión con compresión axial o compresión axial:		
- Si es reforzada con hélice	0.80	0.75
- En casos contrarios (p/ej. aplastamiento)	0.70	0.70
Cortante, torsión, tensión diagonal, adherencia y anclaje	0.80	0.85

Tabla III.2. Factores de reducción de capacidad.

³ También se presentan las disposiciones del ACI (American Concrete Institute) que aunque no están expresadas formalmente en términos de estados límite, siguen conceptos semejantes, pues dicho código está diseñado para ser utilizado como parte integrante de reglamentos más generales en vigor en distintos lugares, en los cuales se especifican las cargas de diseño.

El valor de ϕ es mayor para flexión porque la variabilidad del acero es menor que la del concreto, y porque se especifica que todos los miembros que trabajan a flexión deben proyectarse para fallen a tensión. Claro que el valor de 0.9 implica que la resistencia de seguridad del elemento es cuando menos del 90% de la resistencia ideal. Como a las varillas les puede faltar legalmente el 6% de la sección, porque "d"⁶ puede tener un error legal de 0.25 in (6.4 mm) (Art. 803b.1 del ACI), ya que el espesor total del elemento (p/ej. una losa) no será siempre exactamente como se especifica, puesto que la ejecución "perfecta" de los contratos es más la excepción que la regla. Se consideraría un valor de 0.8 o 0.85, un valor más realista para el factor ϕ de flexión (Ref. 37).

De la descripción de los valores en las tablas anteriores, se aprecia que algunos aspectos que intervienen en la definición del FACTOR DE SEGURIDAD TOTAL se toman en cuenta al establecer los valores de diseño de las acciones y de los parámetros que intervienen en la resistencia; otros, en los factores de carga y otros en los factores de reducción. La magnitud relativa de los factores parciales de seguridad y los aspectos que se pretende tomar en cuenta con ellos son hasta cierto punto arbitrarios. Es evidente que se podrían obtener los mismos resultados del diseño si se usaran, por ejemplo factores de carga menores pero se disminuyeran también los factores de reducción de resistencia. De hecho algunos códigos especifican valores individuales de los factores parciales de seguridad distintos de los del RDF; sin embargo los resultados finales del dimensionamiento son bastante similares si se sigue uno u otro. Lo que puede conducir a resultados erróneos y posiblemente del lado de la inseguridad, es mezclar los requisitos de un reglamento con los de otro.

La tabla III.1 resume los factores de carga especificados por tres diferentes códigos para las combinaciones de carga correspondientes a las situaciones más usuales que se presentan en el diseño. Son evidentes las diferencias sustanciales entre uno y otro. Por ejemplo los factores de carga especificados por el RDF son en general menores que los del código ACI; por otra parte este último código recomienda factores de reducción de resistencia y valores de diseño para las variables que intervienen en la resistencia, que son en general mayores que los del RDF, de manera que el resultado final del dimensionamiento difiere poco en la mayoría de los casos. Lo que daría lugar a errores graves del lado

⁶ La letra "d" representa el peralte efectivo de la sección. Es decir desde la fibra más comprimida del concreto hasta el centro de las varillas del refuerzo de tensión.

de la inseguridad sería mezclar los dos, determinando, por ejemplo, las acciones y los factores de carga con el RDF y la resistencia y requisitos de dimensionamiento con el código ACI.

III.3.1 DESARROLLO DE LA RESISTENCIA EN LOS MIEMBROS.

A menudo en el diseño es necesario evaluar los límites posibles superior e inferior de la resistencia probable de los componentes estructurales. Esto es lo que sucede cuando se quiere lograr una secuencia específica en la obtención de resistencia en los miembros de una estructura cargada a la falla. Por ejemplo, en una junta de viga-columna en un marco continuo, para evitar una falla de columna con sus posibles consecuencias catastróficas, siempre es más conveniente que se desarrolle la resistencia de la viga antes que la resistencia de la columna, por ello las vigas tienen el valor del factor de reducción de resistencia ϕ más alto debido a que están diseñadas para que fallen en forma dúctil, con cedencia del acero de tensión. Las columnas tienen los valores más bajos de ϕ puesto que pueden fallar en forma frágil cuando la resistencia del concreto es el factor crítico. Adicionalmente, la falla de una columna puede significar el desplome de toda la estructura, y aún no siendo este el caso la reparación de columnas suele ser difícil comparada con la de una viga.

III.3.2 FACTORES DE CARGA Y REDUCCIÓN DE CAPACIDAD SEGÚN EL ACI.

Tal vez pueda parecer repetitivo, este inciso con lo visto al presentar las tablas III.1 y III.2 al inicio de este subcapítulo. Sin embargo, debido a que si bien los valores presentados en dichas tablas son los mismos que se exponen en lo siguiente, la notación comúnmente empleada para las diferentes acciones de diseño es diferente.

a) FACTORES DE CARGA⁷:

- 1) Para combinaciones de carga muerta y carga viva.

$U = 1.4D + 1.7L$	{	U: Resistencia requerida. D: Dead (muerta); Carga Muerta. L: Living o Live (viva); Carga Viva.
-------------------	---	--
- 2) Para combinaciones de carga muerta, Carga Viva y Carga Accidental.

$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$	{	W: Wind (viento); Carga Accidental de viento.
$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$	{	E: Earthquake (sismo); Carga Accidental por sismo.
- 3) Cuando la carga gravitacional (viva y muerta) sea favorable (volteo).

$U = 0.9D + 1.3W$	
$U = 0.9D + 1.43E$	

⁷ Para casos de empuje consultar el código.

Cuando se usan métodos lineales (elásticos) de análisis estructural, se obtiene el mismo resultado multiplicando las acciones por los factores de carga antes o después de hacer el análisis estructural; sin embargo, cuando se emplean métodos de análisis al límite (plásticos), los factores de carga se deben emplear antes de hacer el análisis, debido a la diferencia de los resultados por tomar en cuenta las deformaciones plásticas y por ende redistribución de momentos.

Conviene recordar, el no confundir el análisis al límite (plástico) con el método de diseño por estados límite (ver cap. II).

b) FACTORES DE REDUCCIÓN EN CAPACIDAD DE RESISTENCIA ϕ :

Flexión con o sin tensión axial o tensión axial	0.90
Flexión con compresión axial o compresión axial:	
- si es reforzada con hélice	0.75
- en otros casos (y aplastamiento)	0.70
Cortante, torsión, tensión diagonal, adherencia y anclaje	0.85

III.3.3. ESFUERZO RESISTENTE (MOMENTO FLEXIONANTE RESISTENTE).

Al estudiar estructuras podemos encontrarnos con dos posibles casos:

- 1) de análisis o revisión. Si de lo que se trata es obtener la resistencia, deflexiones, agrietamientos etc. de una sección en un elemento con características conocidas.
- 2) de dimensionamiento⁸. Si el objetivo es de, a partir de acciones conocidas y características generales del elemento y sección, dimensionar dicha sección, es decir, obtener sus magnitudes y características específicas (a estos ejemplos también se les puede denominar como ejemplos de proyecto).

Podemos hablar de resistencias a fuerza cortante o axial o bien a momento de flexión o torsión. Pero en nuestro caso es más conveniente referirnos al momento flexionante, debido a que es el elemento mecánico que más emplearemos y el que por lo regular define la resistencia de los elementos de concreto reforzado.

a) Según el código ACI. Al analizar y dimensionar se debe tener presente que

$$\boxed{\mu_u = \phi \mu_u}$$

μ_u = Momento resistente confiable.

μ_u = Momento resistente ideal (o nominal).

ϕ = Factor de reducción en la capacidad de resistencia.

⁸ Algunas veces este término se confunde con el de "diseño", aclarando que diseño es la actividad más general y completa de la creación de una obra.

b) Según el RDF-NTC. Al analizar y dimensionar se debe tener presente que

$$M_R = F_R \mu$$

- M_R = Momento -de diseño- resistente confiable.
- μ = Momento -de diseño- resistente ideal (o nominal).
- F_R = Factor de reducción en la capacidad de resistencia.

El momento (resistencia) ideal o nominal de una sección de un miembro μ , (o μ según el RDF) se obtiene teóricamente prediciendo el comportamiento de falla de la sección de la geometría supuesta de ésta y de las resistencias especificadas de los materiales.

En las recomendaciones de resistencia descritas al inicio de este subcapítulo (III.1) se aclaró el propósito del factor ϕ (o F_R) de reducción de capacidad. El factor de reducción de capacidad permite relacionar la resistencia (momento) confiable M_R (o M_R) con la resistencia ideal μ , (o μ según el RDF) mediante la expresiones antes presentadas.

IV LOS MATERIALES.

IV.1 EL CONCRETO¹.

En general podemos dividir los concretos, como concretos hidráulicos y asfálticos; en estos últimos el elemento activo es el asfalto y en los primeros la combinación de cemento y agua (lechada). Los concretos hidráulicos se emplean comúnmente en los diferentes tipos de construcciones y los asfálticos por lo regular en sistemas carreteros como carpetas asfálticas. El motivo de nuestro trabajo nos lleva a estudiar solo las características esenciales de los concretos hidráulicos.

IV.1.1 DEFINICIÓN:

El concreto hidráulico² es un material pétreo artificial, obtenido de la mezcla en proporciones determinadas de (1) cemento portland, (2) agregados, (3) agua y (4) aire (además algunas veces de (5) aditivos especiales) que al ser mezclados entre sí, permite solidificar la mezcla en un tiempo conocido, con una forma determinada y con una resistencia prevista.

Los elementos que componen el concreto se dividen en dos grupos: activos e inertes.

IV.1.2 ELEMENTOS ACTIVOS.

Son el agua, el cemento y el aire incluido (además de aditivos cuando son empleados, los cuales se tratarán en la sección IV.1.4) a cuya cuenta corre la reacción química por medio de la cual esa mezcla, llamada "lechada" se endurece -fragua- hasta alcanzar un estado, en general de gran solidez.

A) EL AGUA debe ser limpia (potable), sin barros ni fangos y, sobre

¹ En algunos textos, sobre todo los provenientes de España al concreto se le denomina como HORMIGÓN.

² En lo posterior al mencionar la palabra concreto, debe entenderse que nos referimos a concreto hidráulico.

todo, sin sulfatos de magnesia ni yeso (aguas selenitosas)³.

Los morteros y los concretos pueden ser mas o menos alterados e incluso disgregados, por diversos factores. Uno de los principales es la accion de las llamadas "aguas agresivas":

- aguas muy puras: actuan por disolucion de la cal (descalcificacion): un grado hidrotimetrico inferior a los 4° se considera peligroso.

- aguas acidas: (acido carbonico, turba) disuelven el carbonato de cal.

- aguas alcalinas: (raras) alteran especialmente a los cementos aluminosos (de rapida resistencia alta).

- aguas selenitosas: (cargadas de sulfato de cal, con yeso) conducen a la disgregacion debido a la formacion en la masa de nuevos cuerpos expansivos que destruyen el concreto (sal de Candlot).

- aguas de mar: actuan por difusion y eliminacion de la cal, lo que proporciona un concreto poroso. Quimicamente el agua de mar es agresiva, no tanto por el cloruro de sodio (sal comun) sino sobre todo por el sulfato de magnesio, que por su accion sobre el aluminato tricálcico (uno de los cuatro componentes principales del cemento) conduce a la formacion de sales expansivas (sulfato aluminato tricálcico). Esta sal, llamada "sal de Candlot", cristaliza absorbiendo un gran numero de moléculas de agua lo que la vuelve fuertemente expansiva y origina la desintegración del concreto.

B) EL AIRE tambien es un ingrediente importante para hacer un buen concreto. El aire en forma de burbujas microscopicas distribuidas uniformemente en el concreto aumenta su durabilidad y eliminan practicamente la descamacion debida a los efectos de congelamiento-descongelamiento; debido a que las pequenísimas burbujas de aire actúan como depositos o válvulas para el agua que se dilata disminuyendo la presión y evitando daño al concreto. Al concreto que contiene estas burbujas de aire se le denomina concreto con aire incluido. La inclusion de aire tiene tambien otras ventajas. Por ejemplo, las pequeñas burbujas de aire funcionan como cojinetes de bolas en la mezcla, haciendo que aumente su manejabilidad, por lo que se requerirá menos agua para la mezcla.

³ A la presencia del sulfato de cal (yeso) fue debida la destruccion total de los cimientos del puente de Magdenburgo (Alemania) en menos de dos años.

C) **EL CEMENTO (PORTLAND)**⁴. Es un material pulverulento de color gris-verdoso que mezclado con agua adquiere la propiedad de endurecer hasta tomar una consistencia pétreo, siendo utilizada esta propiedad para unir cuerpos sólidos. Se emplea generalmente el denominado *cemento portland*⁵, que se obtiene calcinando hasta un principio de fusión (1450-1482°C) una mezcla íntima y convenientemente dosificada de materiales arcillosos y calizos pulverizados, que contengan óxidos de calcio, silicio, aluminio y fierro en cantidades convenientemente calculadas. La cocción de esa mezcla en forma de polvo o de papilla se hace modernamente en hornos giratorios. El producto que sale de ellos en forma de bolas de aproximadamente 10-30 mm de diámetro, es un material muy poroso de color gris-verdoso al que se le denomina *clinker*, el cual es redosificado con aproximadamente 4% de yeso sin calcinar para regular el tiempo de fraguado; este material mediante molientes sucesivas se reduce a polvo tan fino que, pasando por un tamiz que tenga 900 mallas por cada centímetro cuadrado, no debe dejar residuo mayor de 1% ni de 16% en el de 4 900.

El molido influye tanto en la calidad del cemento, que, a igualdad de composición y demás condiciones, es tanto mejor cuanto más fino y tenue sea el polvo.

El cemento es un material higroscópico (hábito de humedad), por lo que se debe tener o almacenar en lugares que no presenten alta humedad, antes de su uso en la preparación de concreto.

Su comercialización se realiza mediante dos presentaciones, el cemento envasado que es vendido en sacos de 50 Kg (equivalente al volumen de 33 litros) y el cemento a granel (transportado en nodrizas).

La composición química del cemento portland es muy compleja pero puede definirse esencialmente como un compuesto de cal, alúmina y sílice. Los componentes fundamentales son: el aluminato tricálcico, el silicato dicálcico, el aluminato tricálcico y el ferroaluminato tetracalcico.

⁴ Llamado así por el inventor de su fabricación práctica, el inglés John Aspdin (algunos textos lo nombran como Joseph Aspdin) (1824), en vista de su aspecto parecido a la piedra de Portland, del Condado de York (Inglaterra).

⁵ Se debe recalcar que se trata de cemento portland, como tipo de cemento en su fabricación y no como "marca comercial", esto debido a la existencia del *CEMENTO NATURAL*, el cual es un material obtenido por la pulverización de las calizas arcillosas naturales calcinadas o de otras rocas adecuadas. Al cual se le pueden añadir sustancias para regular el fraguado y la inclusión de aire después de la calcinación. Como se usa una sola materia prima, este producto es difícil de controlar por lo que ha disminuido su popularidad. Además de la actual comercialización generalizada del cemento portland.

C1) TIPOS DE CEMENTO (PORTLAND)*.

La American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana de Ensayes y Materiales) da una especificación (ASTM C 150-61) que cubre cinco tipos de cemento portland que satisfacen los campos principales en los que son indispensables propiedades especiales. En México se fabrican los cinco tipos de acuerdo a la Norma Mexicana D.G.N. C 1-1955. Se pueden obtener propiedades modificadas especiales con el uso de aditivos.

TIPO I: NORMAL. Este es el cemento portland ordinario para usarse cuando no se requieran propiedades especiales p/ejm. en estructuras, pavimentos, bloques, tubos, etc. Cuando el cemento portland ordinario va a estar expuesto al efecto de las heladas, entonces se especifica el tipo IA (según la ASTM). Este es semejante al tipo I excepto en que se le ha añadido un agente inclusor de aire.

TIPO II: MODIFICADO. Es una ligera variación del tipo I y se usa cuando esta indicada una moderada resistencia a los sulfatos (debido a que tiene puzolana), por lo que es recomendable en obras hidráulicas y en estructuras a construirse en zonas salitrosas o cuando es necesario un calor de hidratación algo menor. El tipo IIA (según ASTM) debe usarse cuando son necesarias simultáneamente elevadas resistencias a la helada y al efecto de los sulfatos.

TIPO III: DE RÁPIDA RESISTENCIA ALTA. Está proyectado para usarse en donde es necesaria una elevada resistencia inicial debido a la situación especial de la construcción. Ideal para sustituir al tipo I en obras de emergencia o cuando se desee retirar pronto las cimbras para usarias un número mayor de veces; adquiere una determinada resistencia en igual de condiciones, en la tercera parte del tiempo que necesita para ello el cemento tipo I. Sin embargo, la resistencia final es la misma que la correspondiente al cemento normal. Se dispone (según la ASTM) del tipo IIIA para las situaciones en las que es necesario una alta resistencia rápida y resistencia al efecto de la helada.

TIPO IV: DE BAJO CALOR DE HIDRATACIÓN. Se utiliza cuando el calor de hidratación debe mantenerse en un mínimo absoluto. Adecuado para la construcción de grandes espesores como son: cortinas de presas, estribos o pilas de un puente, etc. Aunque con ello se sacrifique la rapidez con que se adquiere la resistencia, la cual se obtiene lentamente. Aunque el cemento se puede modificar para reducir el

* En adelante al mencionar el cemento, deberá entenderse que se trata invariablemente de CEMENTO PORTLAND.

calor desarrollado, pueden ser necesarias otras medidas para controlar la temperatura en estructuras de concreto de gran espesor. Entre las medidas tomadas para el control del calor están las siguientes: el control de las temperaturas de colado en los materiales que constituyen el concreto (cubriendo del sol los agregados y utilizando en la mezcla agua fría) y el uso de soluciones enfriadoras que se hacen circular por tuberías ahogadas en el concreto.

TIPO V: DE ALTA RESISTENCIA A LOS SULFATOS. Es un cemento puzolánico⁷. Se especifica para usarse en estructuras muy expuestas al efecto de los sulfatos. Esta condición se presenta con mayor frecuencia en las estructuras hidráulicas que llevan aguas con elevada proporción de alcali⁸ y en general de aguas agresivas. Este tipo de cemento es recomendable en cimentaciones expuestas a la acción de aguas sulfatadas y agresivas y obras marítimas.

En México, comercialmente se pueden encontrar con facilidad el tipo I y III. De los cinco tipos disponibles el tipo I es el más usado y es el mejor cuando las condiciones son ordinarias. La alteración química o física de este tipo de cemento puede mejorar ciertas propiedades específicas, pero al mismo tiempo se pueden afectar de manera adversa otras propiedades.

Además se produce también en México, el *cemento portland-blanco*, de características semejantes al tipo I, usado en construcciones urbanas cuando lo demandan razones arquitectónicas.

C2) HIDRATACIÓN: Fraguado y Adquisición de resistencia ("endurecimiento")⁹.

Hidratación. En presencia de agua, las sales minerales amorfas (sin forma regular o bien determinada, no cristalizada), anhidras (sin agua)

⁷ Las puzolanas son productos naturales de origen volcánico compuestos esencialmente de sílice, alúmina y óxido férrico; tienen la propiedad para fijar la cal a la temperatura ambiente y formar compuestos que tengan propiedades hidráulicas, o sea que puedan fraguar y endurecer por hidratación.

⁸ Substancia de propiedades químicas análogas a las de la sosa y la potasa. Los metales alcalinos son: litio, sodio, potasio, rubidio y cesio.

⁹ Algunas veces al período de adquisición de resistencia del concreto se le denomina como "endurecimiento". Aclarando que dureza es la capacidad de que tan fácil o difícil un mineral raya o penetra a otro; o sea que tan abrasivo es el mineral frente a otro, y la resistencia se relaciona con la capacidad de resistir esfuerzos internos en el mismo material (el concreto en nuestro caso).

e inestables se hidratan: se produce entonces una cristalización que finaliza en un nuevo sistema de constituyentes hidratados estables: la formación de cristales en agujas mas o menos entrelazadas produce el "fraguado". Esta reacción química de hidratación esta acompañada de un desprendimiento de calor mas o menos importante, según los cementos y la velocidad de fraguado.

La reacción química de hidratación se divide en dos partes, la primera es el fraguado y la segunda el periodo de adquisición de resistencia, las cuales son:

Fraguado. El principio del fraguado corresponde al momento en el cual se verifica un aumento relativamente brusco en la viscosidad de la pasta con desprendimiento de calor; se determina con la ayuda de la "aguja de Vicat" o de "Gillmore". El final del fraguado corresponde al momento en el cual la pasta ha llegado a ser un bloque rígido; no se puede definir con precisión. Los tiempos de principio de fraguado pueden variar en algunos minutos para los cementos rápidos, y en varias horas para los cementos de fraguado lento. Para la mayor parte de los cementos, el principio de fraguado a 20°C se sitúa entre 2 y 5 horas.

Adquisición de resistencia. Tras el fraguado, prosigue el periodo de adquisición de resistencia, el cual es mucho más largo. En este periodo los primeros días el concreto se debe mantener hidratado "curándolo", para lograr una más rápida y mayor resistencia. Para los cementos de rápida resistencia alta, después de algunos días (de 7-14) se logra la casi totalidad de la resistencia, pero para los cementos normales el endurecimiento se logra de los 28 a 30 días. Esta resistencia considerada en el diseño como de 100%, al pasar el tiempo sigue creciendo, aunque en forma lenta, hasta alcanzar el 200% aproximadamente en 2 años.

IV.1.3 ELEMENTOS INERTES (AGREGADOS O ÁRIDOS).

Los agregados, áridos o elementos inertes son materiales pétreos de origen natural, cuyo tamaño de partículas permite su clasificación. Se dividen en dos tamaños, fino y grueso, que definen arena y grava respectivamente; la diferencia entre ellas la da al cribar, la malla No. 4 (4.76 mm). Pueden ser de forma natural o de piedra triturada.

La distribución de los diferentes tamaños de las partículas de un material se define como granulometría y es uno de los principales requisitos que se deben cumplir para el uso de la grava y la arena en una obra. Un material se denomina bien graduado cuando la distribución del tamaño de sus partículas es uniforme, en caso contrario cuando existen deficiencias o excesos de partículas de ciertos tamaños se

denomina como un material mal graduado (o bien graduado -de un solo grado-).

El papel fundamental de los agregados es formar el "esqueleto" del concreto, ocupando gran parte del producto final que es de aproximadamente el 75% de agregados, 10% de cemento y 15% de agua; esto influye mucho en aquellos aspectos del concreto como lo son la economía, manejabilidad, resistencia, durabilidad y disminuir notablemente los efectos de la reacción química de la hidratación; la elevación de temperatura y la contracción de la lechada al endurecerse. En resumen, en todos los elementos de la calidad del concreto.

A) LA ARENA desde el tamaño de 0.074 mm (malla No. 200) hasta 2 mm, suele llamarse arena fina; de 2 a 4.76 mm como máximo, arena gruesa. Debe estar libre de materias nocivas, tales como limo, arcilla, restos de carbón y de escorias de altos hornos. Los granos deben ser redondeados, debiendo desecharse los que se presenten en forma de lascas. De múltiples experiencias practicadas resulta, sin embargo, que una pequeña proporción de arcilla, cuando está mezclada con la arena en forma de polvo impalpable, y no adherida a ella o formando grumos, no solo no es perjudicial, sino que aumenta la resistencia. Pero la dificultad de tener en cuenta en las obras estas circunstancias se aconseja el empleo de arena limpia. El modo más sencillo y práctico de reconocerlas consiste en apretarlas entre los dedos; no debe quedar ni arcilla ni barro adherido a ellos. Las buenas arenas, apretadas en la mano, deben producir un crujido claramente perceptible, y arrojadas en un vaso con agua y agitadas, no deben enturbiarla notablemente.

Las mejores arenas son las de río (arena rosa), y las de mina (arena azul), cuando no contienen materias extrañas, y siempre las silíceas o procedentes de rocas duras y no susceptibles de descomponerse.

Cuando es necesario emplear arenas no puras o de mar, éstas deben someterse a un energético lavado previo.

B) LA GRAVA denominada agregado grueso se identifica para su uso de acuerdo al tamaño máximo de sus partículas, siendo su mínima dimensión 4.76 mm (malla No. 4). Cuando se dice que es grava de $\frac{3}{4}$ " o 1 $\frac{1}{2}$ " se está indicando que ese material tendrá como tamaño máximo en sus partículas estas dimensiones. Los tamaños comunes son $\frac{3}{4}$ ", 1" y 1 $\frac{1}{2}$ " para uso en estructuras. Se utilizan también los tamaños de 2" y 3" o más, pero cuidando que el vibrado del concreto sea adecuado, para que no queden huecos o coqueas.

La grava puede ser de río o de mina. Son preferibles las primeras cuando proceden de cauces limpios, sin residuos de fábricas o de

lavaderos de mineral. Las de mina suelen venir mezcladas con arena, y no pocas veces contienen barro, arcilla o creta (carbonato de cal terroso), materia esta última, altamente perjudicial.

Se debe tener especial cuidado de que las gravas a utilizar no contengan rocas como el pedernal, calcedonia y tridimita.

Pedernal: Variedad de cuarzo muy común, de color amarillento que da chispas al golpearlo con un eslabón. Son cristales pequeños en calizas y en suelos provenientes de calizas.

Calcedonia: Vidrio volcánico al que se llama ágata translúcida, la cual es de color gris perla o lechoso.

Tridimita: Sílice amorfo se encuentra en riolitas y suelos provenientes de riolitas.

Estos materiales producen que el concreto se disgregue y se desmorone fácilmente por la reacción química que producen con el cemento.

Las mejores gravas son las de forma redondeada y superficie áspera, descendiendo en calidad las planas y debiendo desecharse las que además de esta circunstancia, reúnan las de ser excesivamente lisas. No se debe olvidar que la resistencia del concreto depende en mucho no sólo de la naturaleza, sino también de la forma de la grava. Son buenas gravas las procedentes de rocas de granito, cuando no presentan muchos puntos brillantes de mica o feldespato; las de cuarcitas, calizas duras y diabasas (piedras verdes). Las areniscas no deben emplearse sin precauciones, considerando no útiles las de aspecto arcilloso y las que en contacto con el agua se ablandan y desmoronan.

IV.1.4 CLASIFICACIÓN DE LOS CONCRETOS.

Los concretos pueden clasificarse de acuerdo a los siguientes elementos: por resistencia (a la compresión), por tamaño y tipo de agregado grueso, por tipo de cemento, por tiempo de resistencia, por revenimiento y por tipo de aditivos. A continuación se mencionan brevemente cada uno de los elementos que constituyen esta clasificación.

1) **POR RESISTENCIA.** A la resistencia a la compresión de cilindros de concreto de base 6" y altura 12" (15x30 cm aprox.) curados en las condiciones normales de laboratorio y probados aumentando la carga en forma especificada a los 28 días de edad se le denomina como f'_c . Las resistencias más usuales son de 90, 110, 120, 140, 160, 180, 200, 210, 240 y 250 Kg/cm². Actualmente podemos encontrar concretos de alta resistencia, en los cuales podemos lograr 300, 400 Kg/cm² y aun resistencias más altas, las cuales encuentran perfecta aplicación en elementos de concreto preesforzado en los cuales se aprovecha la totalidad o casi la totalidad de la sección de los

elementos con esfuerzos a compresión.

La resistencia de los concretos está en relación directa con la importancia del elemento a colarse, por ejemplo podemos emplear resistencias de $f_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ en dadas, cadenas de desplante, cadenas intermedias, castillos o cerramientos (suponiendo que el trabajo de todos estos elementos, es únicamente de confinamiento en muros de carga); una $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ en muros de carga, de semicarga o divisorios; una $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en losas y zapatas y una $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ en columnas y/o traveses.

- 2) **POR TAMAÑO Y TIPO DE AGREGADO GRUESO.** En un concreto normal la diferencia se basa en el tamaño máximo de la grava que se emplee en la elaboración de la mezcla, siendo los tamaños más usuales $\frac{3}{4}$ ", $1\frac{1}{2}$ ", 2 " y 3 ". La selección del tamaño de la grava o agregado grueso dependerá de las características propias del elemento a colarse, tales como sección, diámetro de las varillas en la sección, apariencia, etc. Es común emplear agregado grueso de $\frac{3}{4}$ " en edificación y de $1\frac{1}{2}$ " en construcciones urbanas. Por el tipo de agregado encontramos los siguientes:

Concreto ligero. El peso volumétrico del concreto normal relativamente elevado, de $2\ 200$ a $2\ 300 \text{ Kg/m}^3$ (aproximadamente 137 a 145 lb/ft^3), es a menudo una desventaja en las aplicaciones estructurales, debido al peso muerto que provoca. Ahora se dispone de concreto ligero con un peso volumétrico de $1\ 400$ a $1\ 800 \text{ Kg/m}^3$ (aproximadamente 90 a 115 lb/ft^3), esto se logra usando agregados ligeros de arcilla esponjosa, de arcillas laminares de pizarra, pómez, vermiculita exfoliada, cenizas y de escoria esponjosa de altos hornos.

Concreto cavernoso. Se obtiene de la mezcla de agregados gruesos con una pasta de cemento ("lechada") que no contenga arena -o en muy poca cantidad-. La pasta de cemento envuelve las gravas, soldándolas en sus puntos de contacto. Se puede emplear agregado ordinario o ligero. La dosificación de agua debe ser justo la suficiente para provocar que la pasta envuelva correctamente los áridos o agregados. Un exceso de agua es peligroso, puesto que provoca un lavado de los áridos, llevando la lechada al fondo del molde. Este concreto se utiliza en las obras donde no se busca especialmente el factor resistencia: muros de concreto apisonado, concretos de relleno, etc. Presentan la ventaja de ser económicos, tanto por los materiales que los componen (dosificación de cemento débil) como por los costes de la colocación en obra (no es necesario el vibrado, basta un simple picado por capas sucesivas), así como con respecto a las cimbras y encofrados, puesto que estos

concretos provocan poco empuje. Su textura es muy abierta, por lo que es un buen material de aislamiento térmico y sobre todo se soporta perfectamente al ascenso de la humedad por capilaridad. Tiene como inconveniente su débil resistencia y su aspecto "cavernoso", que precisa a veces un revoco que evidentemente se adhiere muy bien, así como la carencia total de estanqueidad.

Concreto celular. Hablando estrictamente no se trata de un concreto, sino de un mortero, el cual es extremadamente ligero, debido a que no contiene agregados. Se fabrica inyectando aire a una pasta de cemento en tal forma que se produzca una estructura celular impermeable; debido a ello tiene excelentes propiedades aisladoras, estabilidad dimensional y es extremadamente ligero, variando de 480 a 1 120 Kg/m³ (aproximadamente 30 a 70 lb/ft³) su peso volumétrico.

Concreto pesado. También se le conoce como concreto para blindajes contra la radiación. En la construcción de reactores atómicos en las instalaciones para la investigación o de fuerza motriz, se usan grandes cantidades de concreto denso especialmente preparado para fines estructurales y de blindaje. El núcleo del reactor se cubre normalmente con corazas térmicas y biológicas, sirviendo el concreto pesado en las de la segunda categoría. Los agregados comunes en concreto pesado son la magnetita, barita, perdigones o pepitas de acero, limonita y fósforo ferroso.

- 3) **POR TIPO DE CEMENTO.** Como se vio en el subinciso IV.1.4.C1) de este capítulo, los concretos pueden ser elaborados con cualquiera de los cinco tipos de cemento existentes, según sea el tipo de obra o su especificación.
- 4) **POR TIEMPO DE RESISTENCIA.** Pueden ser de resistencia rápida o resistencia normal, estando ligado el tiempo de adquisición de la resistencia máxima esperada con el tipo de cemento a utilizarse.

La resistencia de proyecto para un concreto normal está prevista para alcanzarse a los 28 días de edad, así mismo, la resistencia de un concreto de resistencia rápida, está prevista para alcanzarse entre los 7 y los 14 días de edad.

- 5) **POR REVENIMIENTO (O CONSISTENCIA DE LA MEZCLA).** Este elemento es un índice que nos permite conocer la manejabilidad o consistencia de un concreto y está relacionado directamente con la cantidad de agua-cemento que contiene la mezcla. Este índice nos permite seleccionar un concreto más o menos fluido según convenga al constructor, sin que afecte la resistencia del concreto, un revenimiento normal está entre los 8 y 10 cm, un revenimiento alto se considera entre los 12 y los 18 cm, siendo utilizados estos

últimos para procesos constructivos especiales, como en el bombeo de concreto. Para recalcar podemos decir que un concreto con revenimiento alto, es un concreto muy fluido "o aguado". Por lo tanto entre más alto es un revenimiento, más fluido es un concreto.

La prueba del revenimiento se realiza en un molde de lámina, en forma tronco-cónica (de cono truncado), donde la base tiene un diámetro de 20 cm (8 in), la parte superior 10 cm (4 in) y altura del tronco-cono de 30 cm (12 in).

A continuación se presentan revenimientos recomendables para diferentes tipos de construcción.

TIPOS DE CONSTRUCCIÓN	REVENIMIENTO	
	MÁXIMO	MÍNIMO
Muros y zapatas en cimentación reforzada	8-10 cm	2-4 cm
Vigas y muros reforzados	10 "	2-4 "
Columnas	10 "	2-6 "
Pavimentos y losas	8 "	2 "

6) POR TIPO DE ADITIVOS. Los aditivos son sustancias que se añaden al concreto, para modificar ciertas características tales como su manejabilidad, tiempo de fraguado, impermeabilidad, resistencia al ataque de ciertas sustancias, resistencia al desgaste, color, etc.

Entre los aditivos podemos citar:

Los plastificantes. Confieren al concreto una mejor plasticidad, mejorando de este modo sus cualidades de manejabilidad y docilidad. Son tanto más necesarios, mejorando su acción, cuando la arena posee pocos elementos finos o la dosificación del cemento es débil.

Los acelerantes. Aumentan la velocidad de hidratación del cemento y por lo tanto propician una mayor velocidad en el fraguado.

Los retardantes. Disminuyen la velocidad de hidratación del cemento.

Los aireantes (inclusores de aire). Incorporan un volumen de aire adicional al concreto durante su mezcla; mejoran la plasticidad, manejabilidad y resistencia a las heladas. Si bien permiten una dosificación de agua menor para una manejabilidad equivalente; también disminuyen la resistencia.

Los fluidificantes. producen defloculación en la pasta de cemento y las burbujas de aire comprendidas entre los grumos que se dispersan. son liberadas por su efecto; además de formar un lubricante por absorción. en la pared de los granos. con moléculas largas que hacen de lubricante graso (en forma de cepillo). Este proceso permite una reducción del agua de amasado (10%) sin afectar la manejabilidad del concreto.

Hidrófugos. Mejoran la estanqueidad de los concretos. protegiéndolos de la humedad al detener la absorción capilar.

Anticongelantes y antiheladizos. No hay que confundir los anticongelantes y los antiheladizos: los primeros evitan la formación de hielo en el concreto fresco; y los segundos, evitan que el concreto. una vez endurecido se disgregue progresivamente con el tiempo. debido a heladas sucesivas.

Los dispersantes. Reducen las contracciones en el fraguado y aumentan la manejabilidad del concreto.

Los endurecedores. Permiten producir superficies resistentes a la abrasión.

Los impermeabilizantes. Reducen la permeabilidad del concreto y su capacidad de absorción.

Pigmentos colorantes. Se utilizan para dar color al concreto.

Debemos recordar sin embargo. que un aditivo no es un paliativo. debido a que no tiene por misión conseguir un buen concreto a partir de una mala dosis o de una colocación defectuosa en obra.

IV.1.5 TIPOS DE CONCRETO.

Adicionalmente a los elementos que los clasifican. existen tipos de concreto. siendo estos el concreto simple. concreto armado. concreto autoclavado y el concreto ciclópeo.

- 1) CONCRETO SIMPLE. Es el que obtenemos al no adicionar ningún otro elemento a la mezcla original a excepción de los aditivos. esto por no ser requerido estructuralmente.
- 2) CONCRETO ARMADO. Es un material formado por concreto simple. reforzado con una armadura de acero ahogada en él. Los dos materiales unidos íntimamente. se forman como un solo cuerpo. repartiéndose los esfuerzos. Este material surge de la necesidad de que el concreto soporte esfuerzos adicionales a la compresión simple. Esfuerzos adicionales. tales como los de tensión. tensión diagonal. cortantes y de torsión; para obtener un material con estas características es necesario adicionar al concreto simple el llamado acero de refuerzo (varillas). siendo de ésta manera que el

concreto armado puede resistir los esfuerzos señalados.

La invención del concreto armado se atribuye al jardinero francés José Monier¹⁰, que en 1896 presentó sus primeras patentes, siendo curioso observar en ellas que su falta de conocimientos teóricos fue sustituida por un verdadero instinto constructivo, hasta el punto de que sus obras, aunque de un modo rudimentario, presentan los mismos elementos hoy usados.

- 3) CONCRETO AUTOCLAVISADO. Es aquel que para su curado requiere alta temperatura y presión, dando lugar a una total reducción controlada de sus espacios moleculares, logrando así una mejor resistencia.
- 4) CONCRETO CICLÓPEO. Es un concreto simple al que se le adiciona agregados de gran tamaño, como son piedras, pedacera de tabique o de concreto viejo etc., esto con el objeto de abatir los costos. Cuando se trata de piedra de gran tamaño, este agregado ya está unido por la naturaleza y no requiere de cemento para este fin. Este tipo de concreto contiene en forma aproximada una proporción de 40% de roca o pedacera y 60% de concreto simple; su utilización está limitada a elementos que trabajen exclusivamente a compresión, tales como cimentaciones por gravedad, muros de contención, estribos de puentes cuando sean por gravedad etc.

IV.1.6 Adquisición de resistencia del concreto. Ley de Abrams, ley de Lyse.

La adquisición de resistencia del concreto depende a su vez de la adquisición de resistencia de la "lechada" o pasta formada por el cemento y el agua, entre los que se desarrolla la reacción química que produce la formación de un coloide "gel" (red sólida con líquido atrapado), a medida que se hidratan los componentes del cemento.

La adquisición de resistencia es muy lenta, lo cual permite la evaporación de parte del agua necesaria para la hidratación del cemento, que se traduce en una notable disminución de la resistencia final. Es por ello que debe mantenerse la humedad del concreto recién colado, hidratándolo ("curándolo"), cuando menos 14 días si se usa cemento tipo I y 7 días si se usa cemento tipo III. También se logra evitar la evaporación del agua necesaria para la hidratación del cemento, cubriendo el concreto con una película impermeable de parafina o de productos especiales que se encuentran en el mercado desde hace años.

En 1918 el profesor Duff A. Abrams, expuso la ley del endurecimiento del concreto por medio de una fórmula que liga el volumen de agua de

¹⁰ Muerto en 1906 a los ochenta años, en la mayor miseria. Solicitó en 1903 del gobierno francés un estanco (prohibición de la venta libre de una mercancía).

hidratación con el volumen de cemento empleado. Considerando que el volumen de cemento varía notablemente con la compactación, se ha preferido expresar la ley de Abrams en función de la relación agua-cemento en peso.

Ley de Abrams. Para mezclas plásticas y usando agregados sanos y limpios, la resistencia y otras cualidades importantes del concreto, dependen de la cantidad de agua que se use en la mezcla, por saco de cemento. Analíticamente, la ley de Abrams se expresa para los cementos comunes tipo I de la siguiente manera:

$$f'c = \frac{985}{X^1.75} \quad \text{donde } X: \text{ Es la relación agua-cemento en peso.}$$

Ley de Lyse. La ley de Abrams proporciona valores conservadores de la resistencia. Lyse proporciona la siguiente fórmula análoga pero que da valores más cercanos a los obtenidos en pruebas realizadas.

$$f'c = \frac{174.3}{X^1.6} - 121.6 \quad \text{donde } X^p: \text{ Es la relación agua-cemento en peso.}$$

IV.1.7 .ADQUISICIÓN DE RESISTENCIA DEL CONCRETO CON LA EDAD.

La hidratación del cemento con el agua de la mezcla se realiza lentamente lográndose hidratar a los 28 días en las mejores condiciones del laboratorio, sólo un poco más del 80% del cemento empleado. En el transcurso del tiempo, el cemento continúa su proceso de hidratación tomando el agua necesaria del ambiente atmosférico, a la par con su propia resistencia y formando una curva asintótica a los valores más elevados de la ruptura a compresión, tal como se ilustra (fig. 4.1.7).

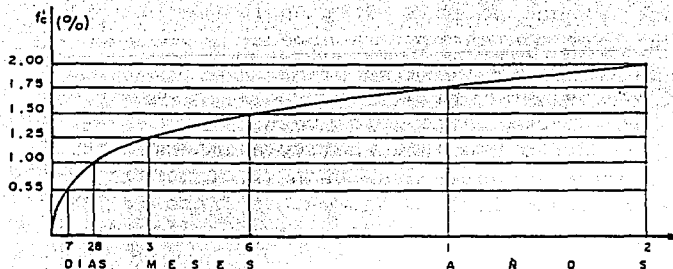


Fig. 4.1.7. Adquisición de resistencia del concreto con la edad.

IV.1.8 PROPORCIONAMIENTO (O DOSIFICACIÓN) DEL CONCRETO.

Una de las medidas de clasificación de los concretos es su resistencia, siendo esta resistencia obtenida mediante los proporcionamientos o dosificaciones. Un proporcionamiento se define como la determinación de las cantidades adecuadas de cemento agregados y agua para obtener una resistencia previamente establecida.

Se han propuesto muchos metodos de proporcionamiento, profundizar en ellos queda fuera de los objetivos del presente trabajo; sin embargo todos ellos desembocan en dosificaciones "por volumen" y "por peso" (o ponderadas); el paso de un metodo a otro, si es necesario, se puede llevar a cabo conociendo la densidad aparente de los agregados amontonados.

Existen dos tipos de proporcionamientos, los de "granulometría continua" y los de "granulometría discontinua"; cuando en el análisis de la mezcla constituyente del concreto, están representados todos los tamaños intermedios desde el menor grano de cemento ($d_c \approx 6.3$ micras) al mayor grano (D) de las gravas, y estos ascienden en forma gradual en una curva granulométrica, decimos que tenemos una granulometría continua. Por el contrario, decimos que obtenemos una granulometría discontinua, cuando la curva granulométrica presenta una escala que equivale a una falta de elementos intermedios.

La continuidad o discontinuidad, depende de los agregados que se empleen. La granulometría continua permite obtener concretos mas plásticos y de buena manejabilidad; en cambio, la granulometría discontinua lleva a concretos con un máximo de elementos gruesos y un mínimo de arena, presentando por lo general resistencias a compresión algo superiores, pero en detrimento de la manejabilidad. A pesar de lo anterior, la mayoría de los concretos usados hoy en día son de granulometría continua.

A) Dosificación por volumen.

Es empleada en la elaboración de cantidades o volúmenes pequeños de concreto, este tipo de dosificación es inexacta en la práctica porque los volúmenes de los recipientes están sujetos a variación por abolladuras. Afortunadamente las mezclas dosificadas por volumen en la mayoría de los casos exceden la resistencia prevista del concreto, debido a que se utiliza una mayor cantidad de cemento, implicando esta situación concretos mas costosos. A pesar de ello, es la dosificación recomendada y mas usada cuando se realiza el concreto en la obra, esto cuando las cantidades de concreto a realizar sea pequeña. Se presenta en seguida una tabla para fabricar 1 m^3 de concreto en obra (recordar que un bulto de

cemento de 50 Kg equivale a 33 lts. en volumen sin compactar).

TABLA DE PROPORCIONAMIENTOS

Para 1m³ de concreto fabricado en obra con materiales que cumplan con las especificaciones normales

	f'c Kg/cm ²	REVENIMIENTO cm	AGREGADO MAXIMO	CEMENTO TONELADA	ARENA M ³	GRAVA M ³	AGUA M ³
	100	8 - 10	3/4" 1-1/2"	0.260 0.254	0.500 0.470	0.680 0.700	0.195 0.190
		12 - 15	3/4" 1-1/2"	0.286 0.280	0.500 0.470	0.680 0.700	0.215 0.210
CASTILLOS	150	8 - 10	3/4" 1-1/2"	0.323 0.308	0.480 0.450	0.670 0.700	0.210 0.200
		12 - 15	3/4" 1-1/2"	0.354 0.338	0.480 0.450	0.670 0.700	0.230 0.220
ESTRUCTURAS	200	8 - 10	3/4" 1-1/2"	0.355 0.337	0.470 0.440	0.650 0.680	0.195 0.185
		12 - 15	3/4" 1-1/2"	0.391 0.373	0.470 0.440	0.650 0.680	0.215 0.205
	250	8 - 10	3/4" 1-1/2"	0.423 0.400	0.465 0.435	0.640 0.670	0.190 0.180
		12 - 15	3/4" 1-1/2"	0.467 0.443	0.465 0.435	0.640 0.670	0.210 0.200
1-1/2" - Urb. 3/4" - Edif.			DESPERDICIO	3 %	8 %	8 %	30 %

B) Dosificación por peso (o ponderada).

Como su nombre lo indica es el proporcionamiento mediante el uso de básculas a partir del conocimiento del peso volumétrico de los materiales. La dosificación por peso es efectuada mediante equipos de alta producción denominadas plantas mezcladoras, y que por su costo sólo se justifica usarlas en obras con volúmenes importantes de concreto o para venta al público. Dentro de la gama de capacidades de producción de las plantas mezcladoras podemos decir que una producción representativa de éstos equipos es del orden de los 25 a 30 m³/hr. El uso de estas plantas se ha extendido debido a que la dosificación por peso es el proporcionamiento más exacto y de mayor control que se conoce. Así mismo el control de

calidad que se tiene en la elaboración del mezclado en todas sus fases es la más recomendable debido a que se dispone de básculas, medidores de flujo, medidores de revoluciones o tacómetros etc. Normalmente formando parte de las instalaciones de una planta se encuentra el laboratorio para control de calidad del concreto.

IV.1.9 EFECTO DE LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO.

La resistencia del concreto depende de la relación agua/cemento: a mayor relación agua/cemento, menor resistencia. En la figura 4.1.9 se presentan curvas esfuerzo-deformación, correspondientes a distintas relaciones.

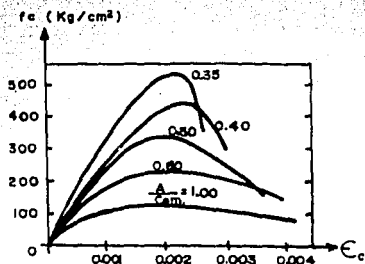


Fig. 4.19. Efecto de la relación agua-cemento.

IV.1.10 CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN. COMPRESIÓN TRIAXIAL.

El objeto principal en el estudio del comportamiento del concreto es la obtención de las relaciones acción-respuesta del material, bajo la gama total de sollicitaciones a que puede estar sujeto. Estas características acción respuesta pueden describirse claramente mediante curvas esfuerzo-deformación de especímenes ensayados bajo distintas condiciones. En este caso, el esfuerzo es comúnmente una medida de la acción ejercida en el espécimen, y la deformación, una medida de la respuesta¹¹.

Se han hecho estudios sobre el comportamiento del concreto sujeto a estados uniaxiales (en sólo una dirección) de compresión y tensión, a estados biaxiales de compresión y tensión, y a estados triaxiales de compresión.

¹¹ Debe tenerse en cuenta que en algunos casos, como por ejemplo en asentamientos y contracciones, esta relación se invierte; es decir, las sollicitaciones quedan medidas por la deformación y la respuesta está representada por los esfuerzos respectivos.

Las curvas esfuerzo deformación se obtienen del ensaye de prismas o cilindros sujetos a carga axial repartida uniformemente en la sección transversal mediante una placa rígida. Los valores del esfuerzo resultan de dividir la carga total aplicada "P", entre el área de la sección transversal del prisma "A". El valor de la deformación unitaria " ϵ_c ", es la relación entre el acortamiento total " Δ ", y la longitud de medición "l" (fig. 4.1.10.1). Debe observarse que la deformación en el esfuerzo máximo es de aproximadamente 0.002 milésimas.

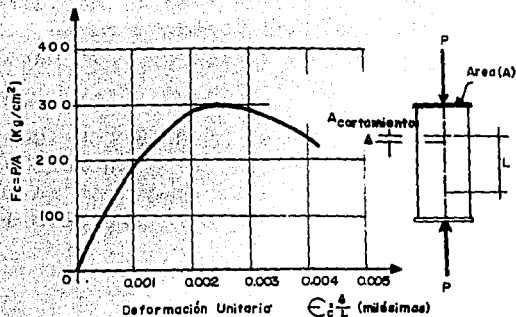


Fig. 4.1.10.1. Curva esfuerzo-deformación en compresión axial de un espécimen sujeto a carga de corta duración.

COMPRESIÓN TRIAXIAL. Los ensayos efectuados en cilindros de concreto bajo compresión triaxial muestran que la resistencia y la deformación unitaria correspondiente crecen al aumentar la presión lateral de confinamiento. En estos ensayos, el estado triaxial de esfuerzos se crea rodeando el espécimen de aceite a cierta presión (fig. 4.1.10.2). En estos ensayos, el incremento de la resistencia es función directa del incremento de la presión de confinamiento. Los resultados obtenidos de los ensayos pueden representarse aproximadamente, por medio de la siguiente expresión.

$$f_1 = f_c + 4.1f_2 \quad \text{donde:} \quad \begin{array}{l} f_c = \text{resistencia en compresión axial de un cilindro sin presión confinante} \\ f_2 = \text{presión lateral o de confinamiento} \end{array}$$

Es evidente que el efecto de confinamiento es muy importante; baste que se aplique una compresión lateral igual a la cuarta parte de la resistencia uniaxial para que esta se duplique.

IV.1.11 EFECTO DE LA ESBELTEZ Y DEL TAMAÑO DEL ESPÉCIMEN.

Por lo regular se toma arbitrariamente como 100% la resistencia de un espécimen con relación de esbeltez igual a dos. Como medida de la esbeltez se toma la relación entre la longitud, medida en dirección de la carga, y el lado menor de un prisma, o el diámetro de un cilindro.

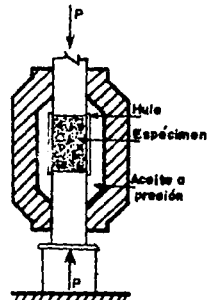


Fig. 4.1.10.2. Compresión triaxial.

Para esbelteces mayores que dos, la resistencia baja hasta llegar al 85% aproximadamente, para esbelteces de 6 o más. Por el contrario, para especímenes de esbelteces menores que dos, la resistencia aumenta indefinidamente, y en teoría sería infinita para un espécimen de altura nula.

IV.1.12 VELOCIDAD DE CARGA.

La velocidad con que se cargue una probeta de concreto, altera completamente la forma del diagrama esfuerzo-deformación; para velocidades de carga altas, aumenta notablemente la resistencia a la ruptura del concreto, además de su módulo de elasticidad.

IV.1.13 RESISTENCIA A TENSIÓN: PRUEBA BRASILEÑA, FLEXIÓN.

Es posible obtener de una prueba directa de tensión, la resistencia a tensión del concreto, así como las deformaciones correspondientes, que generalmente son del 10% o menores que la resistencia y deformación obtenidas a compresión. Sin embargo, es difícil encontrar una manera sencilla y reproducible de experimentación para realizar estas pruebas. Dificultades tales como la forma de sujeción del espécimen a la máquina de ensaye y evitar así fallas prematuras, debido a concentraciones de esfuerzos.

En 1948, Lobo Carneiro en Brasil y, casi simultáneamente Akazawa en Japón idearon un procedimiento de ensaye indirecto, que se conoce como ensaye o prueba brasileña.

PRUEBA BRASILEÑA. Esta prueba consiste en colocar el cilindro de concreto (especimen) en forma horizontal (acostado) en una máquina de prueba y cargado a lo largo de una línea diametral. La carga se aplica a través de un material relativamente suave, como triplay o corcho duro. Para ejemplificar, imaginemos al cilindro como una pelota de esponja. Si la presionamos con las manos (sin cerrarlas), veremos que en casi la totalidad, la pelota tiende a expandirse, es decir, se presentan tensiones y que sólo en la vecindad de los puntos donde se hace presión, existen compresiones. La resistencia en tensión se calcula con la fórmula siguiente y según la figura 4.1.13:

$$(f_{tb})_{max} = \frac{2P}{\pi dl}$$

donde:

P= carga máxima

d= diámetro del espécimen

l= longitud del espécimen

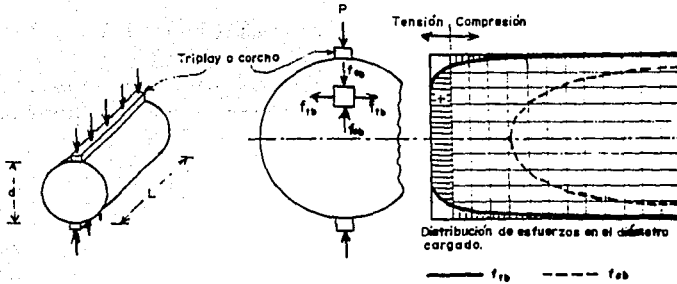


Fig. 4.112. Distribución de esfuerzos en la prueba brasileña.

En realidad, el concreto no es elástico (como la pelota de esponja) y, además, la resistencia en tensión que se mide no es la resistencia en tensión uniaxial como la que se obtendría en un ensaye directo. Sin embargo lo que se pretende es tener una medida de la resistencia del concreto a la tensión por medio de un ensaye fácil y reproducible.

El conocimiento de la resistencia a la tensión del concreto, es importante en el diseño de estructuras de concreto reforzado, cuando se revisa la tensión diagonal y para otros tipos de comportamiento, en donde la tensión es el fenómeno predominante.

FLEXIÓN. Para algunas aplicaciones, tales como pavimentos de concreto, es necesario conocer aproximadamente la resistencia a flexión del concreto simple. Esta se determina frecuentemente ensayando un prisma de concreto libremente apoyado, sujeto a una o dos cargas concentradas. La falla es brusca, con una grieta única que fractura el espécimen.

El esfuerzo teórico de tensión en la fibra inferior correspondiente a la rotura se calcula mediante la expresión:

$$f_r = \frac{Mc}{I} \quad \text{donde:} \quad \begin{array}{l} f_r = \text{módulo de rotura} \\ M = \text{momento flexionante} \\ c = \text{medio peralte (centroide)} \\ I = \text{momento inercial de la sección transversal} \end{array}$$

Al aplicar la expresión anterior se supone que el concreto es elástico hasta la rotura, hipótesis que, como se ha indicado, no es correcta para toda la escala de carga.

Esta prueba proporciona una medida de la resistencia del concreto a flexión, o más bien, a la tensión debida a flexión. Normalmente el modulo de rotura es mayor que la resistencia a la tensión obtenida del ensaye brasileño.

IV.1.14 EFECTOS DEL TIEMPO EN EL CONCRETO: FLUJO PLÁSTICO, CONTRACCIÓN [Refs. 36, 37 y 40].

Cuando se aplica una carga a un espécimen de concreto, éste adquiere una deformación inicial. Si la carga permanece aplicada, la deformación aumenta con el tiempo aún cuando no se incrementa la carga.

Las deformaciones que ocurren en el concreto con el tiempo se deben esencialmente a dos causas: flujo plástico y contracción.

FLUJO PLÁSTICO. El flujo plástico es un fenómeno que se produce debido a la aplicación de una carga. El fenómeno es uno de aumento gradual de deformación bajo carga continua, debido a un reacondicionamiento interno de las partículas que ocurre simultáneamente con la hidratación del cemento. La deformación final de flujo plástico puede ser varias veces mayor que la deformación elástica inicial, estas deformaciones son proporcionales al nivel de carga, hasta niveles del orden del 50% de la resistencia. Para niveles mayores la relación no es ya proporcional.

Como el flujo plástico se debe en gran parte a deformaciones de la pasta de cemento (lechada), la cantidad de ésta por unidad de volumen es una variable importante en las deformaciones.

Por lo general, el flujo plástico tiene poco efecto en la resistencia de una estructura, aunque provoca una redistribución de esfuerzos en los miembros de concreto reforzado bajo cargas de servicio y conduce a un aumento en las deflexiones. Las deformaciones debidas a flujo plástico a veces son benéficas. Por ejemplo, los esfuerzos en el concreto provocados por asentamientos diferenciales de las estructuras se reducen por el flujo plástico. El flujo plástico en tensión también demora el agrietamiento por contracción en el concreto.

El tipo de agregados puede tener un efecto marcado en el flujo plástico, debido a las diferentes propiedades elásticas y de absorción que posean. Por ejemplo, usar agregados de arenilla puede producir el doble de la deformación por flujo plástico que para un agregado de piedra caliza. Los agregados son volumétricamente más estables que la pasta de cemento; en consecuencia, un aumento en el contenido de agregados conduce a una disminución en las deformaciones por flujo plástico.

Un aumento en la relación agua/cemento y un aumento en el contenido de cemento aumenta el flujo plástico, al igual que un contenido elevado de aire atrapado.

La humedad relativa ambiental tiene influencia significativa en el flujo plástico. Las deformaciones por flujo plástico son bajas cuando la humedad relativa es alta. El flujo plástico disminuye si se reduce la pérdida del agua del miembro, por lo que el tamaño y forma de un miembro

afectan la cantidad de flujo plástico que ocurre.

Las cargas a una edad prematura del concreto provocan elevadas deformaciones por flujo plástico.

CONTRACCIÓN. Las deformaciones por contracción se deben esencialmente a cambios en el contenido de agua del concreto a lo largo del tiempo (al perder agua el concreto se contrae). El agua de la mezcla se va evaporando y se va usando en la hidratación del cemento. Esto produce cambios volumétricos en la estructura interna del concreto, que a su vez producen deformaciones. Los factores que mas afectan la contracción son la cantidad original de agua en la mezcla y las condiciones ambiente, especialmente a edades tempranas. Como generalmente un concreto de alta resistencia tiene menos agua que uno de baja resistencia, el primero se contraerá menos que el segundo. Asimismo, un concreto en un ambiente húmedo se contraerá menos que en un ambiente seco.

Para la misma relación agua/cemento la contracción varía con la cantidad de pasta por unidad de volumen. Una mezcla rica en pasta (lechada) se contraerá mas que una pobre.

La contracción tiende a producir esfuerzos debidos a las restricciones al libre desplazamiento del elemento que existen comúnmente en la realidad. Si el concreto pudiera "encogerse" libremente, la contracción no produciría ni esfuerzos ni grietas.

Las deformaciones por contracción son independientes del estado de esfuerzos en el concreto (contrario a lo que sucede en el flujo plástico). Si se limitan, las deformaciones por contracción pueden provocar el agrietamiento del concreto y por lo general provocan también un aumento en las deflexiones de los miembros estructurales con el tiempo. La contracción ocurre a una tasa creciente. Las deformaciones finales por contracción varían considerablemente, por lo comun de 0.000 2 a 0.000 6 aunque a veces llega hasta 0.001 0. Normalmente la mayor parte de la deformación por contracción ocurre en los primeros meses.

En gran medida, la contracción es un fenómeno reversible. Si se satura el concreto con agua despues de haberse contraído, se dilatará casi a su volumen original. En consecuencia, las condiciones secas y húmedas alternadas provocan cambios alternativos en el volumen del concreto. Este fenómeno es parcialmente responsable de las deflexiones fluctuantes en estructuras (v. gr. puentes de concreto) expuestas a cambios estacionales cada año. Análogamente las deformaciones plásticas son la causa mas común de que las flechas aumenten con el tiempo (flechas diferidas). En el concreto reforzado, sin acero de compresión, la flecha final será de 2.5 a 3.0 veces la inicial. Por ello se aconseja que se calculen las flechas a largo plazo (diferidas) reduciendo el

valor del módulo de elasticidad a un tercio del instantáneo.

Si el curado inicial del concreto se hace cuidadosamente, disminuirá el efecto de contracción.

Como regla, el concreto que exhibe un flujo plástico elevado, también exhibe una elevada contracción. En consecuencia, la magnitud de la deformación por contracción depende de la composición del concreto y del medio ambiente en forma análoga que el flujo plástico.

IV.1.15 MÓDULO DE ELASTICIDAD. DETERMINACIÓN SEGÚN: ACI Y D.F..

Como sabemos de las clases de mecánica de materiales, el módulo de elasticidad (E) lo podemos definir, como la pendiente (o tangente) de la parte recta de la gráfica esfuerzo (σ)-deformación (ϵ), o lo que es lo mismo, es la relación del esfuerzo entre la deformación en esa parte recta, en la cual dicha relación es constante. Esto en los materiales considerados elásticos, para los cuales, es aplicable la ley de Hooke ($\sigma = E\epsilon$)¹² en esta parte recta.

Para estimar deformaciones debidas a cargas de corta duración, donde se puede admitir un comportamiento elástico sin errores importantes, es necesario definir un valor del módulo de elasticidad. Sin embargo se debe aclarar que el concreto no es un material elástico, es decir sus deformaciones unitarias, no son proporcionales a los esfuerzos que soporta y para una carga fija determinada se presenta una variación continua de la deformación unitaria; dicha variación aumenta con el valor del esfuerzo y disminuye con el transcurso del tiempo. A este fenómeno como vimos se le llama flujo plástico. Debido a ello, la curva esfuerzo-deformación para el concreto es no lineal y depende del tiempo. En consecuencia, el valor de la relación modular (relación del módulo elástico del acero al del concreto) utilizada en el dimensionamiento por esfuerzos de trabajo (teoría elástica) es una aproximación burda. Por las anteriores razones no se puede establecer un módulo de elasticidad constante para el concreto. El diagrama esfuerzo-deformación para el concreto es una curva y en consecuencia, a cada valor del esfuerzo, correspondería otro valor del módulo de elasticidad (fig. 4.1.14).

¹² En principio, el inglés Robert Hooke (1635-1703) sólo enunció la ley de que el esfuerzo es proporcional a la deformación ($\sigma = E\epsilon$). Fue el también inglés Thomas Young (1773-1829), en el año de 1807, quien introdujo la expresión matemática con una constante de proporcionalidad que se llamó MÓDULO DE YOUNG. Finalmente, este nombre se sustituyó por el de MÓDULO DE ELASTICIDAD o MÓDULO ELÁSTICO que, aunque da la impresión de que se trata de una medida de las propiedades elásticas del material, ES UNA MEDIDA DE SU RIGIDEZ, debido a que si éste aumenta, el esfuerzo que soporta el material, también aumenta y la deformación disminuye. Un nombre más apropiado hubiera sido quizá el de <<módulo de rigidez>>.

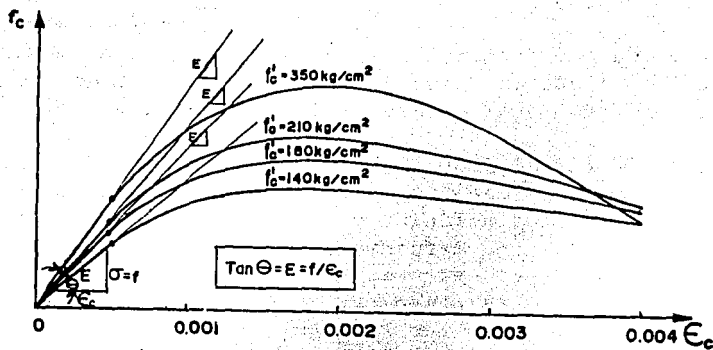


Fig. 4.114. Módulo de elasticidad en el concreto.

El módulo de elasticidad es función principalmente de la resistencia del concreto y de su peso volumétrico. Las pendientes iniciales de las curvas de esfuerzo-deformación, aumentan con la resistencia del concreto.

Como puede observarse, la primera parte del diagrama esfuerzo-deformación se aproxima mucho a la línea recta y puede considerarse así, sin gran error, hasta valores del esfuerzo de $0.45f'_c$, correspondientes al rango usado en la teoría elástica (o de esfuerzos de trabajo) de dimensionamiento.

Después de esos valores, el diagrama se curva excesivamente y alcanza el punto correspondiente a la máxima resistencia, para una deformación unitaria prácticamente igual a 0.002. Esta deformación unitaria correspondiente a la máxima resistencia, se conserva más o menos constante, independientemente del esfuerzo de ruptura del material ensayado. Dicho esfuerzo de ruptura, si interviene en la deformación final, que suele ocurrir entre 0.003 y 0.007 para probetas cargadas en pruebas estándar. Una deformación de 0.003 a 0.004 es empleada al dimensionar por medio de la teoría de resistencia, como posteriormente veremos al iniciar el estudio de la teoría de la flexión.

Se han propuesto varias expresiones para determinar el módulo de elasticidad a partir de las variables ya mencionadas que influyen en él: el peso volumétrico y la resistencia.

DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD:

* El American Concrete Institute (ACI-83) presenta las ecuaciones:

$$E_c = W_c^{1.50} 0.14 \sqrt{f'_c} \quad \left. \begin{array}{l} E_c: \text{módulo de elasticidad del concreto [Kg/cm}^2\text{]} \\ \text{donde: para } 1\,440(90) \leq W_c \leq 2\,480 \text{ Kg/m}^3 \text{ (155 lb/ft}^3\text{)} \\ W_c: \text{peso volumétrico del concreto [kg/m}^3\text{]} \\ f'_c: \text{resistencia del concreto [Kg/cm}^2\text{]} \end{array} \right\}$$

$$E_c = 15\,100 \sqrt{f'_c} \quad \text{(para concreto de peso normal, unidades anteriores)}$$

$$E_c = 15\,860 \sqrt{f'_c} \quad \text{(este valor era recomendado anteriormente [ACI-63], según ensayos, da una buena aproximación)}$$

$$E_c = W_c^{1.54} 270 \sqrt{f'_c} \quad \left. \begin{array}{l} \text{donde: } E_c \text{ y } f'_c: \text{ [kg/cm}^2\text{]} \text{ y } W_c: \text{ [ton/m}^3\text{]} \end{array} \right\}$$

$$E_c = W_c^{1.53} \sqrt{f'_c} \quad \left. \begin{array}{l} \text{donde: } E_c \text{ y } f'_c: \text{ [lb/in}^2\text{]} \text{ y } W_c: \text{ [lb/ft}^3\text{]} \end{array} \right\}$$

$$E_c = 57\,000 \sqrt{f'_c} \quad \text{(para concreto de peso normal, unidades anteriores)}$$

$$E_c = 4\,730 \sqrt{f'_c} \quad \left. \begin{array}{l} \text{donde: } E_c \text{ y } f'_c: \text{ [N/m}^2\text{ o Pa (Pascales)]} \end{array} \right\}$$

* El Reglamento del D.F. propone las siguientes consideraciones:

Según las Normas Técnicas Complementarias (NTC) del Reglamento de Construcción para el D.F., el concreto empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 ton/m³, y clase 2, con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 1.9 y 2.2 ton/m³.

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f'_c, igual o mayor que 250 Kg/cm². La resistencia especificada de los concretos clase 2 será inferior a 250 Kg/cm².

- Concreto CLASE 1 con [W_c ≥ 2.2 ton/m³ en estado fresco]

$$\text{y con [} f'_c \geq 250 \text{ kg/cm}^2 \text{]} \rightarrow E_c = 14\,000 \sqrt{f'_c} \quad \left. \begin{array}{l} \text{donde: } E_c: \text{ [kg/cm}^2\text{]} \\ f'_c: \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \\ W_c: \text{ [ton/m}^3\text{]} \end{array} \right\}$$

- Concreto CLASE 2 con [1.9 ≤ W_c < 2.2 ton/m³ en estado fresco]

$$\text{y con [} f'_c < 250 \text{ kg/cm}^2 \text{]} \rightarrow E_c = 8\,000 \sqrt{f'_c}$$

Las modificaciones propuestas a las NTC (aún sin validez legal, en 1994), nos dicen que todo concreto estructural debe mezclarse por medios

mecánicos. El clase 1 debe proporcionarse por peso; el clase 2 puede proporcionarse por volumen. Pueden usarse otros valores de E_c que estén suficientemente respaldados por resultados de laboratorio.

IV.1.16 RELACIÓN DE POISSON ν .

Se denomina relación de Poisson, al valor absoluto del cociente de la deformación transversal (lateral) y la deformación en la dirección de la carga uniaxial aplicada. Este valor oscila de 0.15 a 0.20 para el concreto. Sin embargo, se han determinado valores de 0.10 y 0.30. En la práctica se acostumbra suponer 0.18 o 0.20. No parece existir información segura relativa a la variación de la relación de Poisson con las propiedades del concreto, aunque generalmente es común considerar que esta relación es más baja para concretos de alta resistencia.

IV.1.17 MÓDULO ELÁSTICO A CORTANTE G .

En algunos análisis elásticos se suele emplear G , el módulo de elasticidad al esfuerzo cortante. Este módulo se obtiene al considerar las deformaciones de un elemento cúbico de lado unitario, sometido a un estado de esfuerzos (biaxial) normales y cortantes. El módulo de elasticidad a cortante se representa en función del módulo de elasticidad E y de la relación de Poisson ν como se indica.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

IV.1.18 DILATACIÓN TÉRMICA.

El concreto está sometido a cambios volumétricos por temperatura. Se han determinado coeficientes térmicos que oscilan entre 0.000 007 y 0.000 011 de deformación unitaria por grado centígrado de cambio de temperatura. El coeficiente de dilatación térmica del concreto ordinario, es decir con peso volumétrico normal (del orden de 2.2 ton/m³) puede aceptarse como 0.000 01/°C; sin embargo, debido a su baja conductibilidad, no alcanza a toda la masa de concreto la variación de las temperaturas que se presentan en su superficie y el cálculo de la dilatación o contracción total de una estructura debe hacerse con una fracción de la variación citada. Para concretos fabricados con agregados ligeros, los coeficientes pueden ser muy distintos de los mencionados.

En la ciudad de México las variaciones diarias en la temperatura son muy importantes y parece razonable recomendar para el cálculo de la dilatación de las estructuras expuestas a la intemperie, una oscilación térmica de 20 a 30°C, según el grado de exposición directa al sol.

Atendiendo también a la dilatación térmica de las estructuras se hace necesaria la construcción de "juntas de dilatación" cada determinada

longitud que varía con el grado de exposición de la estructura. En México suele limitarse esa longitud a 50 m.

IV.2 EL ACERO.

No sabemos realmente quién descubrió el hierro, pero es cierto que su historia, y la de su descendiente el acero, corre pareja a la historia de la cultura y la civilización. El primer contacto del hombre con el hierro fue en su forma nativa, muy poco abundante, que se encontraba en algunos meteoritos. Por ello los nombres tempranos para el hierro, significaban «piedra del cielo» o «metal de las estrellas».

La edad del hierro comenzó hacia el año 1400 a. de J.C. en la zona suroriental del mar negro en tierras de Armenia y de la parte este de Anatolia. Se cree que los primeros hombres que conocieron la fabricación del hierro fueron los hititas y algunas tribus, como los calibios, que habían sido dominadas por el imperio hitita. Los calibios (del griego *-καλιβς- chalibis*, acero) fueron una tribu de Escitia (región de Asia) que, según antiguas tradiciones, «eran muy hábiles en la fabricación del hierro y del acero», sospechándose que fueron ellos quienes realmente descubrieron su fabricación.

IV.2.1 PRODUCCIÓN DEL HIERRO FUNDIDO.

Materias primas para obtener hierro fundido. Como materias primas para obtener el hierro fundido se emplean minerales de hierro, combustibles y fundentes.

- A) **Minerales de hierro:** Son compuestos naturales que contienen óxido de hierro y carbonato a los que se les llama mena, o parte útil y la llamada ganga, compuesta en lo fundamental de sílice, alúmina, óxido de calcio y óxido de magnesio. La utilidad del mineral de hierro para la fusión se determina por el contenido de hierro, por la composición de la ganga y la presencia de impurezas perjudiciales, como el azufre, fósforo, arsénico y otras. Entre los minerales de hierro industriales tenemos: *la magnetita* (o imán natural), contiene el hierro en forma de óxido ferroso férrico; *la hematites* u *oligisto* es el óxido de hierro deshidratado; *la limonita* es el óxido de hierro hidratado y *la siderita* (hierro espático) que es la combinación del ácido carbónico con el hierro.
- B) **Combustible:** Es una materia orgánica compuesta de una parte inflamable y otra no inflamable (lastre). Las partes inflamables

son el carbonato e hidrogeno. al lastre pertenecen el agua, la ceniza y el azufre¹³. En los altos hornos se utiliza principalmente el coque y, con menos frecuencia, el carbón vegetal. El coque es el combustible fundamental para la fusión en los altos hornos. Se obtiene por medio de la destilación seca del carbón mineral.

- C) Fundentes: Como ya se ha indicado, los minerales vienen acompañados de impurezas (ganga) que es preciso eliminar. Estas impurezas deben concentrarse en una escoria que sobrenada en el metal fundido. Rara vez la composición de la ganga es la adecuada para formar la escoria (ganga autofundente) por lo que es preciso añadir fundentes, cuyas funciones son, por una parte, combinarse en la ganga, bajando su punto de fusión y haciendo la escoria fluida, y por la otra, combinarse con las impurezas, pasándolas a la escoria. Los fundentes más utilizados son: el sílice, la caliza (carbonato cálcico) y la dolomia (carbonato magnesico).

Los metales ferrosos son aleaciones del hierro con el carbono y otros elementos, tales como el silicio, manganeso, fósforo, azufre y otros. Según el contenido de carbono, las aleaciones de hierro y carbono se dividen en acero y hierro fundido. El acero es una aleación que contiene hasta el 2% de carbono, y el hierro fundido, cuando el contenido de carbono es mayor del 2%. En la práctica, raras veces el contenido de carbono en el acero sobrepasa el 1.4%, mientras que en el hierro fundido se encuentra en los límites de 2.5 a 4.5%. El hierro fundido se obtiene directamente de los altos hornos, y el acero, a base del arrabio.

IV.2.2. Productos de los altos hornos.

Son el hierro fundido, las escorias, el gas y los polvos.

- A) Hierro fundido: Es el producto fundamental de la fusión en el alto horno. Con relación a su composición química y su destino el hierro fundido se divide en *fundición gris*, *arrabio* y *fundición especial*; y según la clase de combustible empleado, en hierro de coque y de carbón vegetal.

La fundición gris se utiliza para moldear objetos y piezas en los talleres de fundición.

El arrabio se utiliza para la obtención de acero. El arrabio según el método de transformación, se llama: fundición blanca de Martin (M), Bessemer (B) o Thomas (T). El arrabio contiene carbono en estado ligado; por eso tiene fracturas blancas y recibe a menudo el nombre de fundición blanca.

¹³ El azufre, a pesar de que al quemarse produce calor, es un componente indeseable, ya que al penetrar en el metal, empeora sus propiedades.

Fundición especial. Son hierros fundidos con alto contenido de silicio o manganeso los cuales se llaman ferroaleaciones. Las ferroaleaciones se utilizan como adiciones especiales para producir acero y piezas de hierro fundido.

- B) Escorias: Las escorias de los altos hornos se utilizan en la producción de ladrillos, bloques y concreto. Las escorias¹⁴ ácidas (con sílice) se emplean para obtener lana de escorias, la cual a consecuencia de su baja conductividad térmica es utilizada como material de aislamiento térmico.
- C) Gas: El gas del alto horno limpio de polvo se usa como combustible en los recuperadores, en las calderas de vapor y otras instalaciones de producción. Por su poder calorífico (aproximadamente de 750 Kcal) pertenece a las gases pobres.
- D) Polvos: Los gases antes mencionados se acompañan de polvos de mineral y coque que son arrastrados de la carga por la corriente de viento.

IV.2.3 HIERRO, ACERO, FUNDICIÓN (HIERRO FUNDIDO).

Hierro. Son las aleaciones hierro-carbono con menos de 0.06% de carbono. Acero. Material en el que el hierro es predominante y cuyo contenido de carbono es generalmente inferior al 2% (y superior al 0.06%) y contiene además otros elementos (Mn, Cr, Si, Al, etc.) aleados.

Fundiciones. Son aleaciones hierro-carbono de 2 a 6.6% de carbono (generalmente contienen de 2 a 4.5%) que no son forjables.

IV.2.4 FUNDAMENTOS DE LA PRODUCCIÓN DE ACERO. PROCESOS.

Como materia prima fundamental para la producción del acero se emplea el arrabio, obtenido en alto horno y la chatarra de metales ferrosos. El acero en comparación con la fundición (hierro fundido), contiene una cantidad considerablemente menor de carbono e impurezas, debido a la oxidación de estas durante su elaboración.

El hierro puro no posee la resistencia y dureza necesarias para las aplicaciones de uso común. Cuando se combina con pequeñas cantidades de carbono, como ya se mencionó se obtiene el metal denominado acero y sus propiedades dependen, además de su contenido de carbono, de otros elementos de aleación (Mn, Cr, Si, Al, etc.) que pueden añadirse para mejorar sus características.

¹⁴ La mayor parte de los materiales refractarios, empleados en el revestimiento de las paredes en los altos hornos, son materias cerámicas fabricadas generalmente por cocción y están constituidos por óxidos de elevada temperatura de fusión, como son la sílice, la alúmina y la magnesia. Se clasifican en tres grupos 1) ácidos (sílice y silico-aluminosos); 2) básicos (dolomía, magnesia) y 3) neutros (cromo y grafito).

Para la obtención de acero es preciso, por un lado, eliminar todas las impurezas que se encuentran en el arrabio o en las chatarras y, por otro, controlar, dentro de los límites especificados, según los distintos tipos de acero, los contenidos de aquellos elementos que influyen en sus propiedades.

Las reacciones químicas que se producen durante el proceso de fabricación del acero requieren altas temperaturas -superiores a 1 000°C- para eliminar los elementos indeseables, bien en forma gaseosa, o bien trasladándolos del baño a la escoria.

Por eso, todos los procesos de fabricación del acero, en esencia, necesitan aporte de energía, cuyo objetivo es elevar la temperatura del arrabio líquido y fundir la carga sólida (chatarra).

Los distintos procesos se diferencian en la forma de aportar esta energía:

- En los antiguos hornos de reverbero (Martin-Siemens), la energía se aportaba quemando un combustible, líquido o gaseoso, mediante unos quemadores situados en las paredes del horno.

- En los convertidores, insuflando aire por el fondo del convertidor (procesos Bessemer y Thomas que son ya históricos) o inyectando oxígeno puro (por la boca) en el convertidor (procesos LD¹³ y similares).

- En hornos eléctricos se aprovecha el calor que genera un arco eléctrico (hornos de arco) que se hace saltar entre unos electrodos y la carga metálica o el calor que producen las corrientes inducidas (hornos de inducción).

- La colada continua es un nuevo proceso, el cual partiendo del acero ya fundido (de un horno eléctrico p/ej.), se obtienen directamente palanquillas o productos planos (slabs) de longitud teóricamente casi ilimitada y espesores variables desde 50 a 300 mm en lugar de obtenerse lingotes de acero como en el procedimiento tradicional y clásico, que ha sido el único utilizado hasta mediados del siglo XX.

IV.2.5 INFLUENCIA DE LOS ELEMENTOS DE ALEACIÓN EN EL ACERO.

En la composición de un acero, fabricado por cualquiera de los procesos anteriormente mencionados, existen elementos químicos que, en mayor o menor proporción, le confieren ciertas propiedades físico-químicas, que pueden ser de gran importancia para su posterior utilización. La influencia que ejerce cada uno de ellos son, entre otros, los siguientes:

Aluminio (Al). Proporciona una desoxidación eficaz. Afina el tamaño del grano. Es un elemento de aleación en aceros de nitruración.

¹³ "L" de Linz y "D" de Durrer, sus fabricantes.

- Azufre (S). Aumenta la fragilidad de los aceros. Mejora la maquinabilidad.
- Boro (B). Aumenta la templabilidad. Aumenta la dureza de los aceros inoxidables en ciertas condiciones.
- Carbono (C). Aumenta la resistencia, el límite de elasticidad (ver nota al pie de página No. 12 de este cap.) y la dureza. Disminuye la ductilidad y la maleabilidad.
- Cobalto (Co). Reduce la profundidad del temple. Aumenta la resistencia a la corrosión y a la abrasión. Proporciona mayor resistencia a la tensión y límite elástico.
- Cobre (Cu). Aumenta la resistencia a la tensión y a la corrosión. Confiere fragilidad en caliente.
- Cromo (Cr). Aumenta la resistencia a la corrosión y a la abrasión. Aumenta la templabilidad. A temperaturas elevadas, aumenta la resistencia mecánica (tensión).
- Fósforo (P). Eleva la resistencia en los aceros bajos en carbono. Aumenta la resistencia a la corrosión. Mejora la maquinabilidad. Disminuye la tenacidad.
- Hidrógeno (H). Produce fragilidad, es un elemento netamente nocivo.
- Manganeso (Mn). Elimina la fragilidad en caliente originada por el azufre. Aumenta la templabilidad. Aumenta la resistencia y con contenidos elevados, aumenta la resistencia al desgaste.
- Molibdeno (Mo). Aumenta la templabilidad, la resistencia en caliente y la resistencia al desgaste.
- Niobio (Nb). Afina el grano de los aceros. En aceros bajos en carbono aumenta la resistencia y el límite elástico.
- Níquel (Ni). Eleva la resistencia de los aceros no templados. Proporciona tenacidad, especialmente a bajas temperaturas. Mejora la resistencia a la corrosión.
- Nitrógeno (N). Controla el tamaño de grano. Aumenta la templabilidad. Aumenta la resistencia de algunos aceros inoxidables.
- Oxígeno (O). Aumenta la fragilidad y disminuye la resistencia al choque. En general es un elemento nocivo.
- Plomo (Pb). Mejora la maquinabilidad.
- Silicio (Si). Se emplea como desoxidante en general. Es un elemento de aleación en chapas magnéticas y eléctricas. Aumenta la resistencia.
- Titanio (Ti). Se emplea como desoxidante. Afina el tamaño de grano y mejora la capacidad de conformación.
- Vanadio (V). Afina el grano. Aumenta la templabilidad. Mejora la resistencia en los aceros bajos en carbono.
- Wolframio [o Tungsteno] (W). Aumenta la resistencia y dureza en aceros de medio y alto carbono. Confiere resistencia al desgaste en aceros

de herramientas. aumenta la templabilidad.

Zirconio [o Circonio] (Zr). Elemento desoxidante y afinador del grano.

La influencia principal en aceros de alta resistencia es la del carbono. Un acero con bajo contenido de carbono, presenta resistencias moderadas, pero gran capacidad de deformación (ductilidad). en cambio los aceros con alto contenido de carbono y que hayan tenido un temple adecuado tendrán altas resistencias, aunque sacrificando su capacidad de deformación y volverse aceros más frágiles, además de disminuir su soldabilidad considerablemente.

IV.2.6 EL ACERO PARA CONCRETO REFORZADO.

El acero para reforzar concreto se utiliza en distintas formas. La mas común es la barra o varilla que se fabrica tanto de acero laminado en caliente como de acero trabajado en frio. Las desventajas del trabajo en caliente son la oxidación de la superficie del metal y una vida mas corta de las matrices cristalinas provocada por el calentamiento de la pieza. Con el trabajo en frio se puede producir una mejor superficie, ya que la pieza puede recocerse en un horno con una atmósfera protectora despues de trabajada. Además si la pieza se termina por trabajo en caliente, serán menores la resistencia y la dureza. Aunque debemos recordar que no siempre se desea máxima dureza y resistencia en una pieza, porque a medida que estas aumentan, la ductilidad disminuye. El recocido elimina la influencia del trabajo en frio, permitiendo una ganancia en ductilidad. Una combinación de recocido y trabajo en frio pueden producir la combinación más deseable de propiedades mecánicas.

IV.2.7 DIAGRAMAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN.

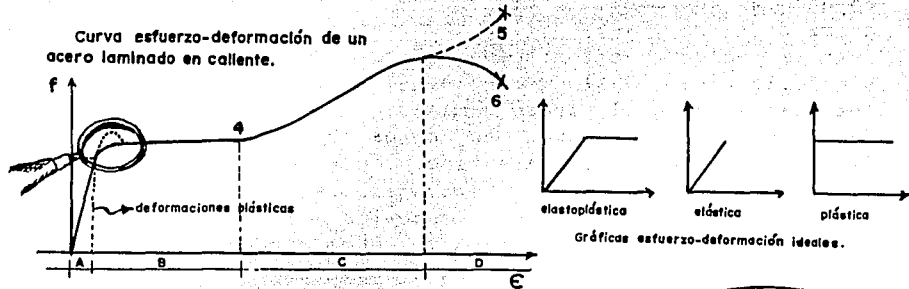
Los diagramas esfuerzo-deformación presentan una parte valiosa de la información necesaria para entender cómo sera el comportamiento del material en una situación dada, como se vio con el concreto. Además de que no pueden ser desarrollados métodos de dimensionamiento estructural satisfactorios a menos que se cuente con información disponible correspondiente a las relaciones esfuerzo deformación del material a utilizarse.

Como se mencionó, en la construcción, se utilizan dos tipos de acero (los diagramas esfuerzo-deformación se obtienen a partir de ensayos estandar a tensión):

- A) Aceros laminados en caliente.
- B) Aceros trabajados en frio.

A) Aceros laminados en caliente. Los aceros laminados en caliente

tienen una gráfica esfuerzo-deformación (fig. 4.2.6.1) en la que se distinguen cuatro regiones en las cuales el comportamiento del material es diferente para cada una.



- A) Deformación elástica o rango elástico (zona donde es aplicable la ley de Hooke).
- B) Flujo plástico.
- C) Endurecimiento por deformación (acritud).
- D) Colapso y fractura (estrangulamiento, inestabilidad).

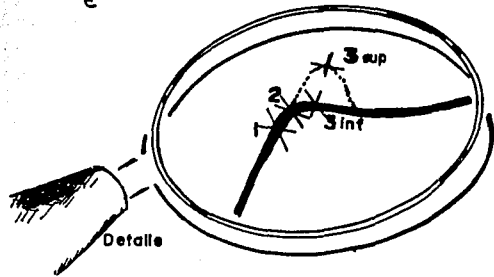


Fig. 4.2.6.1. Gráficas esfuerzo-deformación.

1) Límite de proporcionalidad. Es el esfuerzo (ordenada) a partir del cual el esfuerzo ya no es proporcional a la deformación unitaria, o sea, a partir del cual la gráfica esfuerzo-deformación unitaria ya no es lineal. La determinación exacta del límite de proporcionalidad es bastante complicada ya que el cambio de la etapa elástica a la inelástica es gradual y la localización exacta del punto de transición no es fácil de definir.

2) Límite elástico. Es el esfuerzo máximo que puede ser aplicado a un material sin que se produzcan deformaciones inelásticas (o permanentes) al retirar la carga. En realidad, este valor es medido en muy pocas ocasiones y, para la mayor parte de los materiales de ingeniería, incluyendo el acero estructural, es sinónimo de límite de proporcionalidad. Por tal motivo, algunas veces se usa el término *límite elástico de proporcionalidad*.

3) Límite de fluencia [o límite elástico aparente] (f_y). Es el

esfuerzo más importante en el dimensionamiento, el cual corresponde a la transición de la etapa elástica a la inelástica y se define por un cambio brusco en el movimiento de la aguja indicadora de carga de la máquina de ensaye o bien mediante alguna forma geométrica arbitraria. El primer método se usa en materiales cuya gráfica esfuerzo-deformación unitaria se aproxima a una gráfica elastoplástica ideal (ver fig. 4.2.6.1). En estos materiales -en los cuales está el acero laminado en caliente- el cambio en el movimiento de la aguja de carga se identifica perfectamente. Algunos materiales de este tipo, entre ellos como ya mencionamos las aleaciones de acero trabajado en caliente, presentan dos límites de fluencia, uno superior (3sup) obtenido con una aplicación rápida de la carga y otro inferior (3inf) producto de una tasa lenta de carga. En estos casos suele considerarse el límite inferior como límite de fluencia. El segundo método se utiliza en materiales cuya gráfica esfuerzo-deformación unitaria no presenta un cambio bien definido de la zona elástica a la inelástica (uno de estos materiales es el acero trabajado en frío). El límite de fluencia es también el primer punto, sobre el diagrama esfuerzo deformación, donde la tangente a la curva es horizontal.

4) Esfuerzo último o límite de resistencia.

5) Esfuerzo de ruptura aparente.

6) Esfuerzo de ruptura real. Es el obtenido al utilizar la sección real deformada, la cual es menor que la sección original empleada al determinar los anteriores esfuerzos.

B) Aceros trabajados en frío. En los aceros trabajados en frío la gráfica esfuerzo-deformación (fig. 4.2.6.2) no exhibe zona de fluencia horizontal (flujo plástico).

Antes se mencionó que el límite de proporcionalidad, lo podemos determinar al observar el movimiento brusco de la aguja indicadora en la máquina de ensaye (método empleado en los aceros laminados en caliente), o bien puede ser determinado mediante una

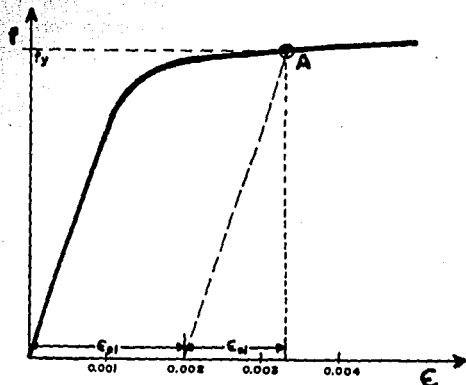


Fig. 4.2.6.2.- Curva esfuerzo-deformación tipo de un acero trabajado en frío.

construcción geométrica arbitrariamente establecida. Dicho método se emplea en los aceros trabajados en frío, debido a que no presentan la plataforma de flujo plástico que se da en los aceros trabajados en caliente. La resistencia o límite de fluencia es el valor más importante para el acero y otros materiales en el dimensionamiento, por lo tanto es importante definir un método confiable para su determinación.

Método del 0.2% de deformación unitaria plástica aceptable. Se requiere explicar el significado de las palabras "desplazamiento del 0.2%". Cuando se somete una probeta a carga de tensión, se presentan dos tipos de deformación: elástica y plástica. La deformación elástica desaparece al retirar la carga, mientras que permanece la deformación plástica causada por la deformación permanente debida al deslizamiento o cedencia del material. Años atrás se creía que la barra se comportaba en forma elástica hasta cierto punto llamado *punto de fluencia*; y que de ahí en adelante comenzaba la deformación plástica. Sin embargo, hoy en día, después de cuidadosas mediciones de deformación y de observaciones microscópicas del deslizamiento (o cedencia), sabemos que la deformación plástica comienza con esfuerzos muy bajos. Entonces nuestra pregunta debe ser: ¿cuánta deformación permanente (alargamiento plástico) puede tolerar el diseñador?. El porcentaje de deformación permanente que puede tolerar el resorte de una balanza delicada es diferente a aquel que toleraría el brazo de una palanca mecánica. Empero, una deformación plástica del 0.2% puede tolerarse en la mayoría de los usos de la ingeniería. La deformación total en A es de aproximadamente 0.003 3 cm/cm, el componente elástico ϵ_e es de 0.001 3 y el componente plástico ϵ_p es de 0.002. Este esfuerzo al cual ocurre esta deformación plástica se llama *resistencia a la fluencia del 0.2%*. Para calcular estos valores se utiliza el siguiente procedimiento: Primero, a partir del origen, se mide sobre el eje X una deformación unitaria de 0.002 (0.2% de deformación). Luego, se traza una recta a través de este punto, paralela a la sección recta de la curva esfuerzo-deformación hasta intersectar dicha curva. Este punto de intersección nos da el valor de la resistencia a la fluencia.

IV.2.8 VARIABILIDAD E ÍNDICE DE RESISTENCIA.

El índice de resistencia más comúnmente utilizado para identificar un acero es el esfuerzo de fluencia. El empleo de este índice, así como de las demás características de los diagramas esfuerzo-deformación, en la predicción del comportamiento de elementos estructurales tiene

limitaciones, puesto que las condiciones reales de uso de la estructura puede no corresponder a las condiciones en que se efectúan los ensayos estándar. Los ensayos se efectúan bajo ciertas condiciones de velocidad. Debe tenerse en cuenta al establecer correlaciones entre los índices de resistencia y el comportamiento probable de los elementos estructurales (algo análogo sucede con el concreto). Así, las temperaturas bajas y la deformación rápida tienden a aumentar el esfuerzo de fluencia y la resistencia, pero disminuyen la ductilidad. A temperaturas altas sucede lo contrario.

PRINCIPALES ACEROS EMPLEADOS COMO REFUERZO.

Los aceros normales que se utilizan en la laminación -en caliente- de las barras para el refuerzo del concreto corresponden a tres clases o grados de dureza¹⁶ (y por ende de resistencia): grado estructural, grado intermedio y grado duro, caracterizándose cada uno de ellos por el valor del esfuerzo de fluencia (o límite elástico aparente) con respecto al cual se toman los coeficientes de seguridad para fijar los esfuerzos de trabajo que aparecen en la tabla que se presenta y en la figura 4.2.9.

ESFUERZO [Kg/cm ²]	GRADO ESTRUCTURAL	GRADO INTERMEDIO	GRADO DURO
Límite de fluencia f_y (o elástico aparente)	2 300 Mínimo	2 800 Mínimo	3 500 Mínimo
Esfuerzo permisible de trabajo	1 265	1 400	1 400
Esfuerzo de ruptura	3 900 a 5 300	4 900 a 6 300	5 600 Mínimo

TABLA. Requisitos a la tracción de aceros para barras de refuerzo, laminados en caliente.

Puede observarse, según la figura 4.2.9 que el módulo de elasticidad para los tres grados de dureza o resistencia (sin confundir estos términos), es el mismo y se acostumbra un valor de $E_s = 2\ 039\ 000$ Kg/cm². En México se cuenta con una variedad relativamente grande de aceros de refuerzo. Las barras laminadas en caliente pueden obtenerse con límites de fluencia desde 2 300 hasta 4 200 Kg/cm². El acero trabajado en frío

¹⁶ La dureza de un acero se define generalmente como la resistencia a la penetración. La cual tiene una muy buena correlación con su resistencia, por ello, si aumenta la dureza también lo hará la resistencia. Debido a ello, un acero trabajado en frío, más resistente que uno laminado en caliente, también será más duro.

alcanza límites de fluencia de 4 000 a 6 000 Kg/cm².

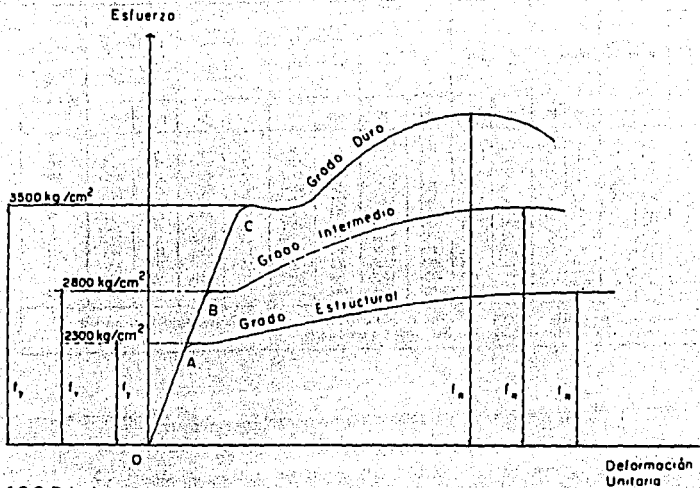


Fig. 4.2.9. Principales aceros laminados en caliente.

IV.2.9 CORRUGACIONES.

Para restringir el corrimiento o movimiento longitudinal de las varillas con respecto al concreto que las rodea, se rolan costillas o protuberancias llamadas corrugaciones en la superficie de la varilla. Las especificaciones del ASTM requieren que las corrugaciones tengan un espaciamiento promedio que no sea mayor que 0.7 del diámetro nominal de la varilla y una altura mínima de 0.04 a 0.05 del diámetro nominal de la varilla; deben además encontrarse distribuidas por lo menos en un 75% del perímetro nominal de la varilla. Las corrugaciones se insertan de manera que el ángulo al eje de la varilla no sea mayor que 45°. Por lo general hay también costillas longitudinales presentes en la superficie de la varilla.

IV.2.10 NOMENCLATURA. TAMAÑOS DE VARILLAS.

Todas las varillas estándar son de sección circular, las cuales se designan de acuerdo a un número, este número significa el número de octavos de pulgada (1/8 in = 3.18 mm) incluidos en el diámetro nominal de la varilla. Las dimensiones nominales de una varilla corrugada equivalen

VARILLA CORRUGADA PARA REFUERZO DE CONCRETO															
No.	Diámetro nominal		Área nominal		Peso unitario		Perímetro		Separación promedio máxima entre corrugaciones		Altura mínima de las corrugaciones		Longitud perimetral máxima de la corrugación		Número aproximado de varillas de 12 m por ton.
	mm	In.	mm ²	In. ²	kg/m	lb./ft.	mm	In.	mm	In.	mm	In.	mm	In.	
2	6.4	1/4	32	0.03	0.231	0.167	20.1	0.786	—	—	—	—	—	—	—
2.5	7.9	5/16	39	0.06	0.284	0.201	24.8	0.982	3.5	0.219	0.5	0.019	18.6	0.736	217
3	9.5	3/8	71	0.11	0.337	0.216	29.3	1.178	6.7	0.268	0.5	0.019	22.4	0.883	191
4	12.7	1/2	127	0.20	0.995	0.668	39.9	1.571	8.9	0.350	0.3	0.009	29.9	1.178	84
5	15.9	5/8	199	0.31	1.360	1.013	30.0	1.965	11.1	0.437	0.7	0.028	37.3	1.472	39
6	19.1	3/4	287	0.44	2.230	1.592	60.0	2.336	13.4	0.525	1.0	0.038	45.0	1.767	27
7	22.2	7/8	387	0.60	3.014	2.041	65.7	2.749	15.5	0.612	1.1	0.044	52.5	2.062	22
8	25.4	1	507	0.79	3.813	2.670	79.0	3.148	17.8	0.700	1.3	0.050	59.9	2.356	19
9	28.6	1 1/8	642	0.99	5.033	3.581	89.6	3.534	20.0	0.787	1.4	0.056	67.4	2.650	17
10	31.8	1 1/4	794	1.23	6.723	4.172	99.9	3.927	22.5	0.875	1.6	0.063	74.9	2.943	15
11	34.9	1 3/8	937	1.48	7.503	5.049	109.6	4.320	24.4	0.962	1.7	0.069	82.2	3.240	11
12	38.1	1 1/2	1140	1.77	8.938	6.008	119.7	4.712	26.7	1.050	1.9	0.073	89.8	3.534	9

El número con que se designan las distintas varillas, es igual al número de estacas de pulgadas del diámetro nominal de la varilla. La No. 2 se fabrica únicamente como varilla lisa (alambros).

a las de una varilla simple (lisa) que tiene el mismo peso por longitud unitaria que la varilla corrugada. Todas las varillas son corrugadas a excepción de la N° 2 o de 4". La tabla que se presenta, es extraída del MANUAL DE CONSTRUCCIÓN EN ACERO (VOL. 1) del Instituto Mexicano de la Construcción en acero, A. C., la cual proporciona datos sobre las características principales de las barras o varillas de refuerzo, así como la nomenclatura para identificarlas.

IV.2.11 MÓDULO DE ELASTICIDAD (E_s)¹⁷, MÓDULO DE POISSON (ν), MÓDULO DE ELASTICIDAD A CORTANTE (G).

El módulo de elasticidad correspondiente a la pendiente de la porción recta de las curvas esfuerzo-deformación varía muy poco según el tipo de acero y generalmente se toma como ya se mencionó igual a 2.039×10^6 Kg/cm² (el valor 2.1×10^6 Kg/cm² también es usual) equivalente a 29×10^6 lb/in² y 0.2×10^6 N/m².

El módulo de Poisson varía entre 0.25 y 0.33.

El módulo de elasticidad a cortante $G = E/[2(1+\nu)]$, con $\nu = 0.3$ y con $E_s = 2.039.000$ Kg/cm² resulta con un valor de $G = 787.500$ Kg/cm².

IV.2.12 DUCTILIDAD.

La ductilidad es una medida de la capacidad de un material para

¹⁷ El subíndice "S" proviene del inglés steel (acero) y es costumbre general emplearlo, aunque algunos textos empiezan a manejarlo como "a".

deformarse en la etapa inelástica. Los materiales que incluyen el acero y varias aleaciones de otros metales se caracterizan por su capacidad para fluir a temperaturas normales. En un acero laminado en caliente, por ejemplo, la deformación unitaria en la falla puede llegar a ser de 150 a 200 veces la correspondiente a la fluencia.

La medida usual de la ductilidad bajo carga axial es el porcentaje de alargamiento o acortamiento correspondiente a la falla. Esto es si l_1 representa la longitud medida en el instante de la falla y l_0 , la longitud inicial, el porcentaje de alargamiento es:

Otros índices son la deformación correspondiente a la falla, la amplitud de la zona de fluencia $\delta = \frac{(l_1 - l_0)}{l_0} \times 100$ (en aceros laminados en caliente), y, el radio de doblado admisible (en varillas de refuerzo).

IV.2.13 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO.

Una de las propiedades más útiles del acero es la posibilidad de unir elementos estructurales de este material por medio de soldadura (soldabilidad). El doblado es una propiedad muy importante, ya que la facilidad de doblado del acero, además de ser una medida indirecta de su ductilidad, se considera un índice de su trabajabilidad. Como sabemos, las varillas de acero se someten con mucha frecuencia a operaciones de doblado para formar los llamados ganchos y columpios, entre otros. El acero es uno de los materiales estructurales más usados a pesar de su alto costo volumétrico. Su alta resistencia específica¹⁸ y su reducido coeficiente económico-resistente¹⁹ en tensión lo hacen especialmente útil en elementos sujetos a este tipo de esfuerzo. Sus propiedades no se alteran significativamente con el tiempo, como sucede con otros materiales. Su elasticidad bajo cargas relativamente altas elimina los problemas de deformaciones permanentes de servicio.

La resistencia a la corrosión de la mayoría de los aceros utilizados para fines estructurales es baja; en elementos de concreto reforzado la protección se da mediante un adecuado recubrimiento. Aunque el acero es un material incombustible, sus propiedades resistentes se deterioran considerablemente bajo temperaturas altas; la protección contra ellos, también es un adecuado recubrimiento.

¹⁸ La resistencia específica es una medida de la eficiencia estructural de un material. Se puede definir como la relación entre la resistencia del material, en Kg/cm^2 , y su peso volumétrico, en Kg/cm^3 .

¹⁹ El coeficiente económico-resistente de un material es el costo del material necesario para soportar una carga unitaria en una longitud unitaria.

IV.2.14 COEFICIENTE DE DILATACIÓN TÉRMICA.

Para cálculos de efectos de temperatura suele considerarse un valor promedio de $0.000\ 011/^{\circ}\text{C}$.

IV.2.15 ALAMBRÓN.

El alambón es fabricado de acero dulce, tiene una resistencia (f_y) de $2320\ \text{Kg}/\text{cm}^2$ y se utiliza para formar estribos.

IV.2.16 MALLA ELECTROSOLDADA.

La malla electrosoldada es una parrilla de acero de alta resistencia (trabajado en frío), con $f_y = 5\ 000\ \text{Kg}/\text{cm}^2$ para refuerzo de concreto. La malla se forma por alambres lisos unidos por soldadura en las intersecciones. Se utiliza en losas, pavimentos, cascarones, piezas prefabricadas, etc. Existen en el mercado, mallas de trama cuadrada y de trama rectangular. Se designan con cuatro números, los dos primeros indican la separación entre alambres (en pulgadas) y los dos últimos el calibre de dichos alambres. El espaciamiento de los alambres varía de 5 a $40\ \text{cm}$ y los diámetros de 2 a $7\ \text{mm}$, aproximadamente. En algunos países, una modificación es el empleo de mallas de alambre corrugado y el uso de parrillas de varillas de tamaño mayor. Las mallas de alambre liso dependen principalmente de los alambres transversales soldados por lo que toca a la adherencia y anclaje. Las mallas de alambre corrugado generalmente tienen menos alambres transversales y dependen más de las corrugaciones del alambre para la resistencia a la adherencia.

IV.3 VENTAJAS DEL MATERIAL MIXTO ACERO-CONCRETO.

Por ser el concreto unas diez veces menos resistente en tensión que en compresión, no es económico ni práctico su empleo como material aislado para la construcción de una pieza que haya de resistir o haya de quedar expuesta a probables esfuerzos de tensión por flexión o tensión. Su resistencia en compresión es lo suficientemente alta como para ser de importancia constructiva, siendo además el concreto un material apropiado para resistir el fuego; el concreto es duradero, pudiéndose obtener en casi todas las localidades los materiales necesarios para su fabricación.

El acero, por el contrario, si no se halla recubierto por el concreto, no puede resistir un calor intenso y es además corrosible. Su resistencia en tensión es alta cualquiera que sea la forma de su

sección. Para resistir compresiones como material aislado, deberá disponerse de secciones adecuadas con el fin de evitar el pandeo.

Los dos materiales tienen casi idéntico coeficiente de dilatación (concreto 0.000 01; acero 0.000 011), siendo por esta razón mínimo el agrietamiento debido a las diferencias de dilatación térmica.

Cuando se dispongan ambos materiales en una pieza de una estructura, sometida simultáneamente a tensiones y compresiones, de forma que el acero resista las tensiones y el concreto las compresiones, se obtendrá el aprovechamiento más ventajoso de los materiales en comparación con el que se consigue en las construcciones de otros tipos de estos materiales aislados.

V SUPOSICIONES BÁSICAS DE LA TEORÍA DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN

La teoría de dimensionamiento por resistencia, es una teoría para calcular secciones de concreto reforzado, fundada en las experiencias y teorías correspondientes al *estado de ruptura* de dichas secciones.

El diseño con un dimensionamiento por resistencia (a la ruptura), tiene antecedentes muy antiguos, pues ya Galileo (1638) había realizado estudios en vigas a la ruptura.

Si en una estructura de concreto reforzado se tiene interés en calcular los esfuerzos y deformaciones que ocurren bajo cargas de servicio, la teoría de esfuerzos de trabajo (elástica) puede ofrecer la respuesta; pero si lo que se pretende es predecir la resistencia de la estructura, con el fin de determinar la intensidad de las cargas que provocan la ruptura, y poder asignar en consecuencia un coeficiente de seguridad, entonces, la teoría elástica es incapaz de proporcionar una respuesta verdadera, porque su hipótesis fundamental de la proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, es totalmente falsa en la vecindad de la falla de la estructura, es entonces, que se aplica la teoría de resistencia.

V.1 SUPOSICIONES DEL COMPORTAMIENTO BÁSICO.

Al desarrollar una teoría general de la resistencia a flexión para las secciones de concreto reforzado, se hacen cuatro suposiciones básicas, que cumplen con los principios aplicables de estática (o condiciones aplicables de equilibrio) y con la compatibilidad de deformaciones:

- 1) Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión (principio de Bernoulli).
- 2) Se conoce la curva esfuerzo-deformación para el acero.
- 3) Se conoce la curva esfuerzo-deformación para el concreto, que define la magnitud y distribución del esfuerzo a compresión.
- 4) Se puede despreciar la resistencia a tensión de concreto.

Con base en esto se puede determinar la capacidad del par interno que puede desarrollar una sección de concreto reforzado de características conocidas; es decir, su capacidad para resistir flexión.

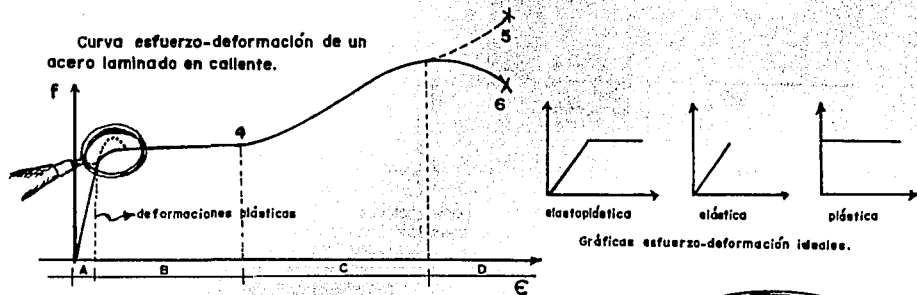
V.2 SUPOSICIONES Y RECOMENDACIONES PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DE SECCIONES CON FLEXIÓN Y CARGA AXIAL.

Se pueden resumir las suposiciones -que cumplen con las condiciones aplicables de equilibrio (estática) y compatibilidad de deformaciones- y recomendaciones para determinar la resistencia de secciones con flexión y carga axial (aplicables también a la flexión simple) en los siguientes incisos:

- 1) Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión (principio de Bernoulli); es decir las deformaciones unitarias en el concreto se supondrán directamente proporcionales a su distancia del eje neutro (principio de Navier). Esta hipótesis ha sido verificada mediante mediciones y es correcta, excepto en los anclajes (apoyos); en longitudes de medición muy pequeñas y en la vecindad de la ruptura (es decir en la rama descendente de la gráfica carga-deflexión). Estas diferencias son muy pequeñas y no son dignas de tomarse en cuenta.
- 2) La deformación unitaria de las barras de refuerzo se supondrá igual a la deformación unitaria del concreto en el mismo punto, es decir no existen corrimientos relativos de consideración entre el acero y el concreto que lo rodea. Esto es indispensable para el trabajo conjunto del acero de refuerzo y el concreto, lo cual se logra con las corrugaciones apropiadas en las barras de refuerzo.
- 3) Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento. El diagrama -prismático- de los esfuerzos de compresión puede suponerse como prisma rectangular, trapezoidal, parabólico, parabólico-lineal o de cualquier otra forma cuyos resultados concuerden con las pruebas de laboratorio; éstas formas simplistas, las presentan los distintos reglamentos. Esto debido a que en la ruptura, los esfuerzos en el concreto no son proporcionales a las deformaciones unitarias, no pudiéndose entonces, emplear un diagrama prismático-triangular como en la teoría de esfuerzos de trabajo (teoría elástica). (En el apéndice B se hace un comentario más amplio de este tema).
- 4) El elemento alcanza su resistencia a una cierta deformación unitaria máxima utilizaba del concreto ϵ_{cu} . Los reglamentos proponen valores de ϵ_{cu} entre 0.003 y 0.004, los cuales son razonablemente conservadores, pues a esta deformación, el concreto comprimido en un miembro a flexión normalmente no muestra grietas visibles o desconchamiento, aunque la deformación es mayor que la

correspondiente al esfuerzo máximo en cilindros a compresión axial¹ los cuales se agrietan mucho si se les deforma más allá del esfuerzo máximo: sin embargo en las pruebas a flexión las grietas no se hacen visibles sino hasta alcanzar una mayor deformación, probablemente debido a la presencia del material menos deformado más próximo al eje neutro.

- 5) Se considera que el esfuerzo en las barras, el cual sea inferior al



límite elástico aparente (o esfuerzo de fluencia) f_y , debe tomarse igual al producto del módulo de elasticidad $E_s = 2\,039\,000\text{ Kg/cm}^2$ ($= 29 \times 10^6\text{ lb/in}^2 = 0.20 \times 10^6\text{ N/m}^2$) por la deformación unitaria del acero ϵ_s , es decir se emplea la ley de Hooke;

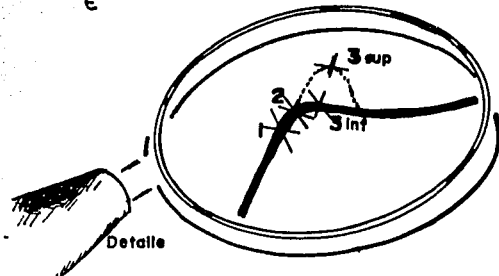


Fig. 4.2.6.1. Gráficos esfuerzo-deformación.

pero para deformaciones que sobrepasen las correspondientes al límite de fluencia (o elástico aparente) f_y , al esfuerzo en las barras debe considerarse independiente de la deformación e igual al límite o esfuerzo de fluencia f_y , es decir se considera al acero como un material elasto-plástico ideal (ver fig. 4.2.6.1 repetida del capítulo IV), despreciando así la zona de endurecimiento por deformación o acritud del acero (zona C en la fig. 4.2.6.1), esto sin inducir a un error apreciable. [para RDF-NTC $E_s = 2 \times 10^6\text{ Kg/cm}^2$].

- 6) Se desprecia el esfuerzo resistente de tensión longitudinal en el concreto. El despreciar la magnitud de estos esfuerzos no influye

¹ Ver los incisos IV.1.10 y IV.1.15.

apreciablemente en las resistencias calculadas; además esto permite establecer fórmulas mucho más sencillas que si se consideraran dichos esfuerzos.

- 7) La sección alcanza su resistencia a flexión (momento máximo de resistencia) cuando la fuerza total de compresión en el concreto multiplicada por su brazo interno de palanca jd es un máximo.

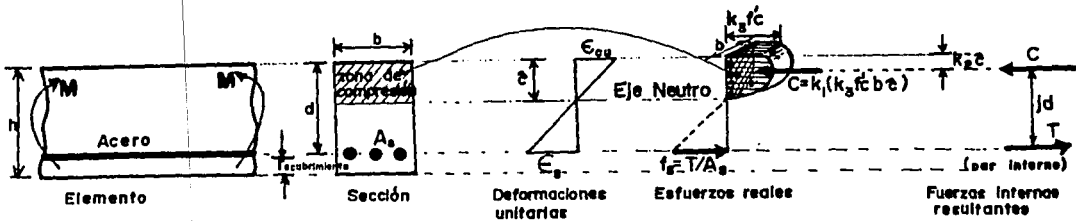


Fig. 5.2.7.1. Diagramas de un elemento sujeto a flexión.

El área paralela a la sección del diagrama prismático o bloque de esfuerzos de compresión, la resultante de compresión o volumen de dicho diagrama prismático y la posición de esta resultante de compresión en la sección de momento máximo, pueden determinarse a partir de tres parámetros adimensionales (obtenidos en forma experimental, ver V.3) k_1 , k_2 y k_3 según la fig. 5.2.7.1. Donde:

- jd : Brazo interno de palanca. "d" es el peralte efectivo de la viga (de la fibra superior al centro del acero) y "j" es una constante, menor que la unidad; por lo pronto no se considerarán j y d por separado.
- k_1 : Parámetro que relaciona el esfuerzo promedio y el esfuerzo máximo en la zona de compresión; o lo que es lo mismo, es el área real del diagrama prismático de compresiones y según los reglamentos es el área del rectángulo o prisma rectangular (o de cualquier otra forma) circunscrito a ese diagrama prismático.
- k_2 : Parámetro que indica la posición de la resultante de compresión.
- k_3 : Parámetro que relaciona el esfuerzo máximo en flexión con la resistencia de los cilindros de control, ensayados a compresión.
- k_1 , k_2 , y k_3 , así como sus diversas configuraciones o formas del

diagrama prismático de esfuerzos de compresión, dependen de los códigos y reglamentos; de los cuales trataremos adelante la distribución del prisma rectangular bajo los criterios del American Concrete Institute (ACI) y del Reglamento del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias (RDF-NTC).

La distribución curva empleada en el diagrama prismático anterior, proviene de ensayos realizados en elementos a flexión pura al aumentar el momento flexionante hasta la resistencia a la flexión, como se muestra en la figura 5.2.7.2.

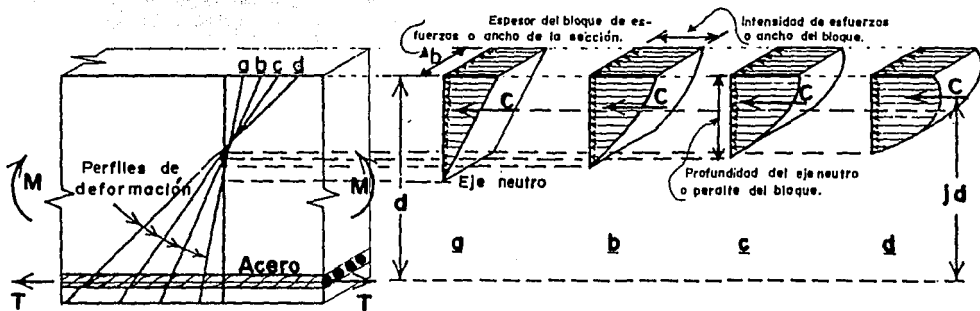


Fig. 5.2.7.2. Distribuciones de deformaciones y esfuerzo en el concreto comprimido de una sección de una viga, al aumentar el momento flexionante hasta alcanzar la resistencia a flexión; estas distribuciones correspondientes a los perfiles a, b, c y d de deformación.

El esfuerzo de compresión varía de cero en el eje neutro a un máximo en o cerca de la fibra extrema. La forma en que realmente varía y el lugar en que realmente queda el eje neutro depende, tanto de la magnitud de la carga como de la historia de las cargas anteriores. El eje neutro variará de posición al cambiar la forma del diagrama de esfuerzos para conservar $T=C$, debido a que si cambia la forma del diagrama prismático, también variará la posición de la resultante C -o volumen de esfuerzos-³.

³ En el caso de un elemento subreforzado, es decir, que al probarlo falle por fluencia del acero y no por compresión en el concreto, la distribución de los esfuerzos de compresión puede ser como la ilustrada en los incisos b o c de la fig. anterior. Una ligera carga adicional hace que el acero se alargue mucho. El aumento de la deformación del acero, a su vez, hace que el eje neutro suba (cuando la tensión está en el lado inferior) y el centro de compresión de "C" se mueve por lo tanto hacia arriba. Este →

Anteriormente se daba mucha importancia en las especificaciones a los esfuerzos producidos a las cargas de trabajo, pero las pruebas de laboratorio de vigas de concreto reforzado demostraron que las deformaciones reales y los esfuerzos, ambos producidos a las cargas de trabajo solamente tenían un parecido remoto con los valores calculados, tomando como base la forma lineal de la distribución de esfuerzos (inciso α en la fig. anterior), como se hace en la teoría de esfuerzos de trabajo (o elástica). Por lo tanto, los procedimientos de cálculo se han desviado gradualmente a los métodos de resistencia ("última", máxima o bien a la ruptura). Afortunadamente la resistencia (-máxima- o simplemente resistencia) de las vigas de concreto reforzado se puede predecir o calcular con una precisión bastante satisfactoria.

El cálculo tomando como base la resistencia como alternativa, lo autorizó originalmente el reglamento del ACI en 1956.

No hay que olvidar que los diagramas no son planos, sino prismas que encierran un volumen de esfuerzo. El espesor de estos prismas es el ancho "b" de la sección y su volumen la resultante "C" de compresión.

- 8) Se puede desprestigiar el efecto por cargas sostenidas. La carga sostenida provoca una reducción en la resistencia del concreto³ y una mayor deformación a compresión⁴ en el desarrollo de la resistencia a flexión del miembro; sin embargo, esto no es preocupante pues se toman en cuenta en los factores de reducción de resistencia ϕ (o F_n) (se recomienda consultar el inciso "III.3 Reglamentos basados en estados límite"). Tampoco hay que olvidar que las deformaciones plásticas a veces son benéficas al permitir la redistribución de momentos (y por ende de esfuerzos) en estructuras hiperestáticas. Uno de estos casos es el de disminuir los efectos producidos por asentamientos diferenciales del suelo bajo las cimentaciones de las estructuras.

→ aumento en el brazo "jd" entre "C" y "T" produce un aumento en el momento resistente Tjd , aunque "T" haya permanecido prácticamente invariable. Al subir el eje neutro se reduce también el área de compresión, aumentando, por lo tanto, el esfuerzo de compresión necesario para desarrollar el valor casi constante de "C". Este proceso continúa hasta que el área reducida falla a la compresión, como efecto secundario.

³ Hasta 10% en columnas.

⁴ Como se vió en el capítulo anterior, al tratar el subtema de flujo plástico del concreto.

V.3 ENSAYE DE OBTENCIÓN DE k_1 , k_2 Y k_3 .

Al leer los subcapítulos V.1 y V.2 podría preguntarse ¿porqué "suposiciones del comportamiento básico"? y ¿porqué "suposiciones y recomendaciones para determinar la resistencia de secciones con flexión y carga axial"? como si se tratara de temas totalmente distintos. cosa que como veremos no es totalmente cierta. La división se debe a que las suposiciones básicas se aplican a elementos unicamente sujetos a flexión simple y las de flexión y carga axial se aplican a las columnas con carga axial y flexión simple. además se aplican también a los especímenes de ensaye que se utilizan para obtener los parámetros k_1 , k_2 y k_3 , que definen el prisma rectangular de esfuerzos que se supone equivale al prisma de esfuerzos real en elementos a flexión simple. debido a que en este ensaye se emplean fuerzas paralelas al eje del elemento. para simular dichos esfuerzos. por ello. aunque en rigor los subcapítulos son diferentes. en la aplicación práctica nos llevan a elementos muy parecidos.

Se ha investigado mucho para determinar la magnitud de los parámetros k_1 , k_2 y k_3 , para el concreto no confinado. El trabajo más notable ha consistido en pruebas a corto plazo realizadas por E. Hognestad y otros en la Portland Cement Association PCA (Asociación de Cemento Portland) y por H. Rüsh. Los especímenes utilizados en las pruebas de la PCA fueron semejantes al que aparece en la figura 5.3. La región de prueba del espécimen se cargó excentricamente aumentando las dos cargas P_1 y p_2 , las cuales se variaron independientemente de manera que se mantuviera el Eje Neutro (es decir. la fibra con deformación cero)

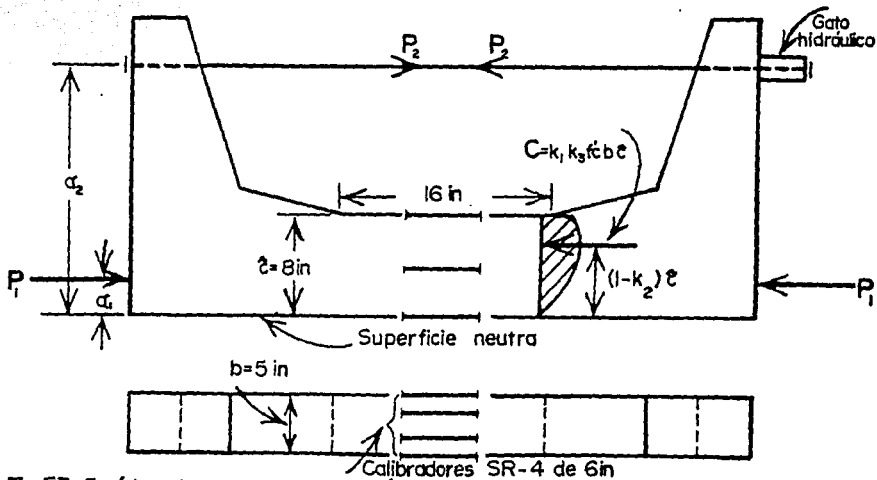


Fig. 5.3. Especímen de prueba de la Asociación de Cemento Portland.

en la cara inferior del espécimen en toda la prueba⁵; en consecuencia, se simuló la distribución de esfuerzo en la zona de compresión de un miembro con flexión simple. Igualando las fuerzas internas y externas y momentos, fue posible calcular directamente los valores de k_1 , k_2 y k_3 obteniendo también la curva esfuerzo-deformación para el concreto ensayado. Por otra parte, también se determinaron las curvas esfuerzo-deformación para el concreto, partiendo de cilindros cargados axialmente y se encontró que eran semejantes a las curvas esfuerzo-deformación para el concreto en los especímenes cargados excéntricamente. Sin embargo, para concretos de alta resistencia, el esfuerzo máximo alcanzado en las muestras a la resistencia $k_3 f_c$ de flexión fue ligeramente inferior a la resistencia en el espécimen⁶.

V.4 SUPOSICIÓN DE SÓLO MOMENTO FLEXIONANTE.

Son frecuentes los elementos estructurales sujetos a flexión, tales como vigas o losas que trabajan en una sola dirección. Generalmente la flexión se presenta acompañada de fuerza cortante (ver la fig. 5.4). Sin embargo, la resistencia a flexión puede estimarse con suficiente precisión despreciando el efecto de la fuerza cortante. El ensaye para obtener únicamente momento flexionante se realiza utilizando vigas simplemente apoyadas, sometidas a dos cargas concentradas y colocadas de modo simétrico según la figura. En la zona que existe entre ellas o parte intermedia sólo existe momento flexionante⁷.

⁵ Algo muy parecido a lo que se logra en elementos de concreto preesforzado al tensar el acero y apoyarlo en los extremos del elemento, provocándole con ello esfuerzos de compresión en la zona en que se presentan tensiones en el concreto producidas por la flexión, y aminorar o incluso anular las tensiones en la cara inferior del elemento.

⁶ Esta variación se toma en cuenta en el ACI con el parámetro $k_1 = \beta_1 = 0.85$, el cual disminuye para concretos de resistencia mayor a $f'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$ (ver VI.1 2)); el RDF-NTC la toma en cuenta en k_3 , el cual disminuye para concretos de resistencia mayor de 250 kg/cm^2 (ver VI.2 5)).

⁷ Debe aclararse que el peso propio del elemento provoca fuerzas cortantes. Sin embargo, éstas son muy pequeñas y para efectos prácticos se puede suponer que no existen.

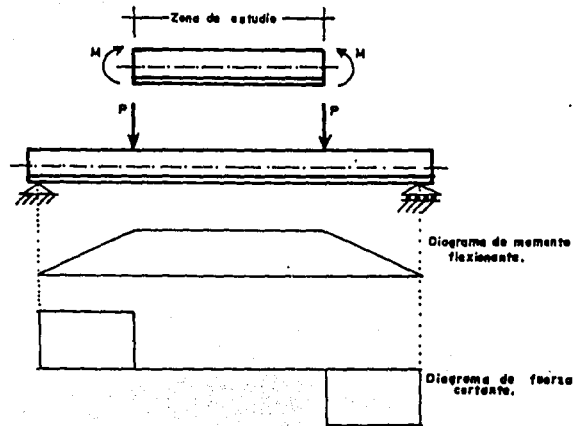


Fig. 5.4 Espécimen típico para estudio de flexión simple.

V.5 LIMITACIONES DE LA TEORÍA DE RESISTENCIA A FLEXIÓN.

Se puede utilizar la distribución tratada en los puntos anteriores de deformaciones y esfuerzos de compresión del concreto para vigas con áreas comprimidas no rectangulares; sin embargo, para columnas con áreas comprimidas no rectangulares, puede ser necesario utilizar parámetros más exactos, basados en la curva esfuerzo-deformación del concreto. Por ejemplo vigas T y L con el eje neutro en el alma, o vigas y columnas con momentos flexionantes biaxiales, no son estrictamente aplicables los parámetros recomendados por un bloque rectangular equivalente de esfuerzos de áreas comprimidas rectangulares. Esto se debe a que el esfuerzo medio y el peralte del bloque rectangular (prisma supuesto) equivalente de esfuerzos para distintas formas de área comprimida son distintos; adicionalmente, es distinta la deformación de la fibra extrema del concreto.

VI VIGAS RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS

VI.1 SEGÚN LAS CONSIDERACIONES DEL CÓDIGO AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI).

En 1956, el Instituto Americano del Concreto (ACI) aceptó, entre otras, la solución propuesta en 1937 por Charles S. Whitney para facilitar el cálculo de la resultante de compresión en el concreto, el brazo del par interno, la profundidad del bloque de esfuerzos, etc. en los diagramas esfuerzo-deformación supuestos al dimensionar por medio de una teoría basada en propiedades plásticas del concreto (en aquel entonces "diseño plástico" actualmente "teoría de DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA"). Y ya en el código de 1963 se le dio igual categoría a la teoría de esfuerzos de trabajo y la de resistencia.

Las suposiciones que se hacen como complemento a las suposiciones básicas vistas en el capítulo V son:

- 1) Se supone una distribución de un prisma rectangular de esfuerzos de compresión, equivalente a la distribución real. La intensidad de estos esfuerzos (medios) constantes se considera de $0.85f_c$; es decir el parámetro $k_1=0.85$ =constante. El valor de 0.85 obedece a la variabilidad de la resistencia del concreto con la relación de esbeltez, como se dijo en el inciso IV.1.11; donde se vio que si se toma arbitrariamente como 100% la resistencia de un cilindro de prueba con relación de esbeltez igual a 2 (altura/lado menor de la base); y según ensayos realizados para esbelteces mayores que 2, la resistencia baja, hasta llegar al 85% aproximadamente, para esbelteces de 6 o más.
- 2) El prisma rectangular tiene una profundidad o peralte " α " = $k_1 c$ (k_1 , veces la profundidad del Eje Neutro \bar{c}) a partir de la fibra de máxima deformación en compre-

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

donde f_c : [kg/cm²] y β_1 : [Adim]

sión¹ (ver la figura 6.1). β_1 (o sea k_1) se hace depender de la resistencia nominal f'_c de acuerdo con la ecuación mostrada; o bien si no se desea emplear la ecuación, β_1 será constante e igual a 0.85 para $f'_c \leq 281 \text{ Kg/cm}^2$ (4000 lb/in^2 o 27.6 N/mm^2) y disminuirá 0.05, en forma uniforme por cada 70 kg/cm^2 (1000 lb/in^2 o 6.89 N/mm^2) de aumento sobre 281 kg/cm^2 , sin embargo, no debe ser menor de 0.65. Esta variación tiene por objeto tomar en cuenta el cambio en la forma de la curva esfuerzo-deformación del concreto al incrementar su resistencia, ya que el volumen del prisma rectangular equivalente debe ser aproximadamente igual al volumen del prisma real o área bajo la curva esfuerzo-deformación y sus centroides deben quedar al mismo nivel. lo que el Código supone al usar β_1 .

3) Se acepta que la sección del elemento alcanza su resistencia a una deformación unitaria máxima utilizable del concreto en compresión igual a $\epsilon_{cu} = 0.003 \text{ cm/cm}$ (o milésimas) [Adimensional].

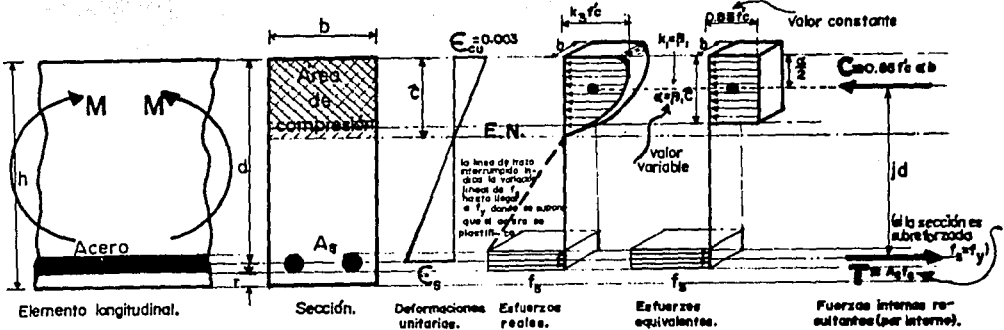


Fig. 6.1. Deformaciones, esfuerzos y resultantes según consideraciones del ACI.

En la figura anterior se muestra un elemento y su sección de concreto simplemente reforzada, cuando dicha sección, alcanza la resistencia a flexión. Para la cual se tienen las siguientes ecuaciones y definiciones:

↓ *Ley de Hooke* ↓

$T = A_s f_s$	①	$C = 0.85 f'_c \alpha b$	②	$jd = d - 0.5 \alpha$	③
$M_u = Tjd = Cjd$	④	$M_u = \phi M_u$	④.5		

¹ El código ACI denota como $\beta_1 = \alpha/c$, lo cual significa lo mismo que la ecuación $\alpha = k_1 c$. Por uniformidad con el código se empleará en adelante β_1 , en lugar de k_1 , a sabiendas que significan lo mismo.

- T : Fuerza resultante interna de tensión: [Kg, lb, N].
- A_s : Área del acero -de tensión-: [cm², in², m²].
- f_s : Esfuerzo en el acero²: [Kg/cm², lb/in², N/m²].
- C : Fuerza resultante interna de compresión: [Kg, lb, N].
- α : Profundidad o peralte del bloque -o prisma- rectangular equivalente de esfuerzos: [cm², in², m²].
- b : Ancho de la sección o espesor del bloque de esfuerzos: [cm, in, m].
- f'_c : Resistencia nominal del cilindro de concreto a los 28 días de colado y probado a compresión simple (esto según el ACI): [Kg/cm², lb/in², N/m²].
- jd : Brazo interno de palanca entre las fuerzas internas resultantes C y T: [cm, in, m].
- h : Peralte total de la sección: [cm, in, m].
- d : Peralte efectivo de la sección: o sea la distancia desde la fibra extrema más comprimida al centroide del área del acero de tensión: [cm, in, m].
- j : Constante menor que la unidad: [Adim].
- r : Recubrimiento³, r > 2.5 cm (forma parte de la sección pero no influye en los cálculos): [cm, in, m].
- ε_{cu} : Deformación unitaria máxima útil en el concreto según el código ACI tiene el valor de 0.003 cm/cm o milésimas: [Adim].
- ε_s : Deformación unitaria en el acero cm/cm o milésimas: [Adim].
- c : Profundidad del Eje Neutro (E.N.) a partir de la fibra más comprimida: [cm, in, m].
- M_u : Momento resistente ideal (o nominal): [Kg-cm, lb-in, N-m]⁴.
- φ : Factor de reducción en la capacidad de resistencia⁵: [Adim].
- M_u : Momento resistente confiable (o de diseño): [Kg-cm, lb-in, N-m].

² Como el espesor es muy pequeño en las varillas de acero, éste se supone uniforme y aplicado en el centroide del área de acero.

³ El recubrimiento protege al acero contra la humedad y todo ambiente corrosivo, contra el fuego y además permite la adherencia del concreto con el acero de refuerzo.

⁴ En unidades métricas también se acostumbra utilizar Kg-m, Ton-cm y Ton-m como presentación de datos o resultados de los momentos; sin embargo, en los cálculos se debe tener cuidado de emplear las unidades congruentes con el sistema arbitrario que estamos manejando, con el fin de evitar posibles errores.

⁵ Se recomienda ver el subcapítulo III.3.

A continuación se tratan los tipos de fallas posibles a flexión, las cuales son: secciones subreforzadas (o de falla a tensión), sobrerreforzadas (o de falla a compresión) y balanceadas (o de falla balanceada).

A) SECCIONES SUBREFORZADAS (O DE FALLA A TENSIÓN)

Si el contenido de acero de la sección es bajo, alcanza su resistencia f_y de cedencia (o límite de fluencia) antes que el concreto alcance su capacidad a compresión máxima de $0.85f'_c$. La fuerza del acero $T = A_s f_y$ permanece entonces constante a mayores cargas. Una ligera carga adicional provocara que la viga se agriete fuertemente del lado de tensión debido a las elongaciones plásticas grandes en el acero a través de dichas grietas, rechazando con esto al Eje Neutro hacia las fibras mas comprimidas, pues se reduce con el agrietamiento el área de compresión, aumentando los esfuerzos del concreto y el brazo de balanza interno, debido a que C y T deben permanecer iguales. Este fenómeno continúa hasta que la pieza falla en forma secundaria a compresión. A este tipo de falla se le podría denominar más propiamente una "falla a tensión primaria". Nótese que el acero por ser dúctil no se fractura (o "revienta") aunque la viga falle en la resistencia a flexión de la sección, a menos que la cuantía de acero sea sumamente pequeña [Las deformaciones de acero muy altas capaces de provocar la fractura, están asociadas con profundidades sumamente pequeñas del Eje Neutro]. A este tipo de falla ("falla a tensión") se le denomina dúctil y es más o menos lenta, además se distingue porque va precedida de fuertes deflexiones y grietas que la anuncian con anticipación.

Para una falla a tensión $f_u = f_y$.

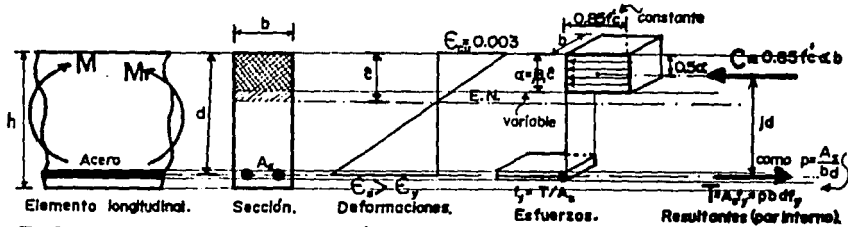


Fig. 6.1.A. Elemento con falla de tensión (sección subreforzada), según el ACI.

⁶ Debido a que se supone su diagrama esfuerzo-deformación como elastoplástico ideal (el esfuerzo permanece sobre la línea horizontal, es decir sin cambio).

⁷ Ver la nota de pie de página no. 2 del capítulo 5.

Por equilibrio de fuerzas $C=T$ y podemos obtener α de las ecs. 1 y 2.
 $0.85f'_c \alpha b = A_s f_y$ de donde

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (5) \text{ de las ecs. 3 y 4}$$

$$M_u = Tjd = A_s f_y (d - 0.5\alpha) \quad (6A) \text{ M en función de } \alpha \text{ y } A_s$$

Porque la falla es en el acero (es decir tomando momentos, con respecto a la resultante de compresión)

$$M_u = A_s f_y \left(d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f'_c b} \right) \quad (6B) \text{ M en función de } A_s$$

si $p = \frac{A_s}{bd}$ (7) donde "p" es el porcentaje o cuantía de acero longitudinal.
 de donde $A_s = pbd$ y

$$M_u = pbd f_y \left(d - 0.59 \frac{pbd f_y}{f'_c b} \right) \quad \alpha = \frac{p f_y d}{0.85 f'_c} \quad (5A)$$

$$M_u = pbd^2 f_y \left(1 - 0.59 \frac{p f_y}{f'_c} \right) \quad (6C) \text{ o bien } (6C') \quad M_u = A_s d f_y \left(1 - 0.59 \frac{p f_y}{f'_c} \right)$$

en ambas M en función de p

si $q = \frac{p f_y}{f'_c}$ (8) donde "q" es el índice de refuerzo*. (algunas veces se le nombra como índice de resistencia)

$$M_u = bd^2 f'_c q (1 - 0.59q) \quad (6D) \text{ M en función de } q \text{ (forma alternativa que presenta el Código).}$$

Recordar que $M_u = qM_u$, para todas las ecuaciones o de A-D.

B) SECCIONES SOBERRERFORZADAS (O DE FALLA A COMPRESIÓN)

Si el contenido de acero de la sección es grande, el concreto alcanza su capacidad máxima de $0.85f'_c$ antes de que el acero ceda o alcance su esfuerzo de fluencia f_y . Antes de que una viga falle por debilidad a la compresión, el concreto que se encuentra a compresión se acorta considerablemente por los incrementos finales de la carga, aumentando la profundidad del eje neutro, lo que incrementa el área de concreto que soporta compresión y por ende aumenta mucho la C total que puede soportar. Esto se contrarresta ligeramente por una reducción en el brazo de palanca jd . Este tipo de falla es súbita y prácticamente sin ningún anuncio previo, debido a que los anchos de las grietas de flexión en la zona de tensión del concreto en la sección de falla son pequeñas, debido al bajo esfuerzo del acero. Por sus características este tipo de falla es muy peligrosa, además de antieconómica la mayoría de las veces.

* Antes muchos textos y el Código denotaban a "q" como "w".

Como $f_s < f_y$ (o sea en el rango elástico) Se obtiene el esfuerzo en el acero en términos de la profundidad del Eje Neutro.

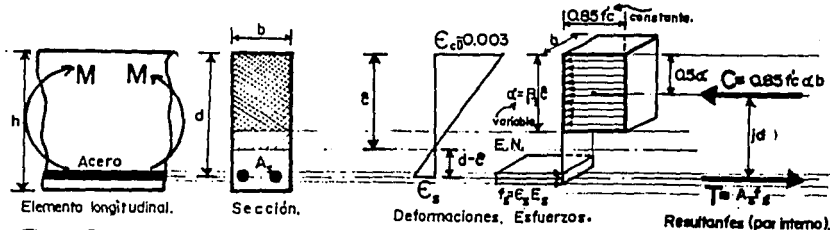


Fig. 6.1.B. Elemento con falla de compresión (sección sobrerreforzada), según el ACI.

$$\frac{E_s}{0.003} = \frac{d-c}{c} \text{ despejando } E_s = 0.003 \frac{(d-c)}{c} \text{ y como } f_s = E_s E_s = 0.003 \frac{(d-c)}{c} E_s$$

recordando $\alpha = \beta_1 c \therefore f_s = 0.003 \frac{(d-\alpha/\beta_1)}{\alpha/\beta_1} E_s = 0.003 \left(\frac{\beta_1 d - \alpha}{\alpha} \right) E_s = 0.003 \frac{(\beta_1 d - \alpha)}{\alpha} E_s$
 por equilibrio $C=T$

$$0.85 f'_c \alpha b = A_s f_s = A_s \times 0.003 \frac{(\beta_1 d - \alpha)}{\alpha} E_s \text{ como } p = \frac{A_s}{bd}; A_s = pbd$$

$$0.85 f'_c \alpha^2 b - 0.003 (\beta_1 d - \alpha) E_s pbd = 0 \text{ donde simplificando tenemos}$$

$$\left(\frac{0.85 f'_c}{0.003 E_s p} \right) \alpha^2 + \alpha d - \beta_1 d^2 = 0 \quad \text{--- (9) ---}$$

que es una ecuación cuadrática en α , la cual se puede resolver con la ecuación general de segundo grado.

Se puede obtener α de la ecuación anterior y de las ecuaciones

$$jd = d - 0.5\alpha \quad \text{--- (3) ---}$$

$$Mu_c = Cjd \quad \text{--- (4) ---}$$

de donde

↑ Porque la falla es en compresión (es decir tomando momentos con respecto a la resultante de tensión)

$$Mu_c = 0.85 f'_c \alpha b (d - 0.5\alpha) \quad \text{--- (10) ---}$$

No tiene caso utilizar $Mu = \phi Mu_c$ debido a que estas secciones, por la peligrosidad de su falla, además de ser antieconómicas, por lo general no se usan.

C) SECCIONES BALANCEADAS (O DE FALLA BALANCEADA).

La falla ocurre simultáneamente para ambos materiales: es decir, el concreto alcanza su resistencia a compresión de $0.85f'_c$ -y/a' la deformación unitaria máxima utilizable $\epsilon_{cu} = 0.003$ - a la vez que el acero llega también a su límite de fluencia f_y , dependiendo esto de una cuantía específica de acero. Esta falla también es peligrosa por la probabilidad de falla en compresión, frágil y muchas de las veces en forma explosiva.

El acero alcanza f_y y el concreto $0.85f'_c$.

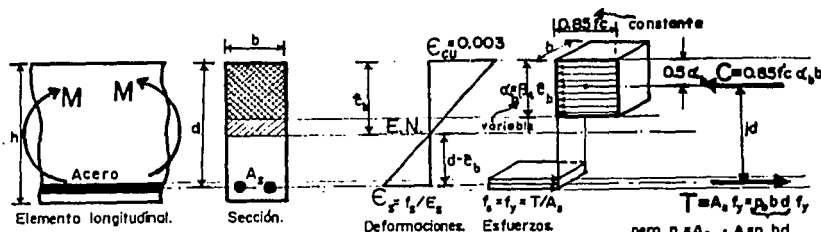


Fig. 6.1.C. Elemento con falla balanceada (sección balanceada), según el ACI.

$\therefore \epsilon_s = f_y / E_s$ y según la figura y por relación (o proporción) de triángulos
 $\frac{f_y / E_s}{0.003} = \frac{d - c_b}{c_b}$ c_b : Profundidad del eje neutro para una falla balanceada.

$c_b = \frac{0.003E_s}{0.003E_s + f_y} \left(d \right)$ como $\alpha = \beta_1 c$ y empleando el valor de c_b obtenemos

$\alpha_b = \frac{0.003E_s}{0.003E_s + f_y} \left(\beta_1 d \right)$ --- (a) α_b : Peralte o profundidad del bloque de esfuerzos rectangular prismático equivalente en una falla balanceada.

Por equilibrio $C = T$ o sea $0.85f'_c \alpha_b b = p_s b d f_y$ (ver la figura)

* El y/a indica con la "y" que deben cumplirse las dos condiciones y con la "a" la interdependencia o relación biunívoca que debe existir entre ambas, es decir según el código deben presentarse al mismo tiempo. Todo esto significa que cuando se llega a la resistencia uniforme considerada, se tiene una deformación máxima útil en el concreto de 0.003, y a la inversa cuando se presenta una deformación en el concreto de 0.003 debe considerarse que se está teniendo la resistencia uniforme que considera el código.

$p_b = \frac{0.85f'_c \alpha_1 b}{df_v}$ --- (b) sustituyendo (a) en la ecuación anterior (b)

$$p_b = \frac{0.85f'_c \beta_1}{f_v} \left(\frac{0.003E_g}{0.003E_g + f_v} \right) \quad (11A)$$

El código reduce el porcentaje a 75% por razones que se expondran en lo siguiente.

$$p_{max} = \frac{0.75 \times 0.85f'_c \beta_1}{f_v} \left(\frac{0.003E_g}{0.003E_g + f_v} \right) \quad (11B)$$

Para obtener el momento empleamos la ecuación para secciones subreforzadas 6C, sólo que con el porcentaje de acero p_b (teórico) o bien con p_{max} (o un valor menor si es que estamos proyectando la sección).

$$Mu_1 = pbd^2 f_v \left(1 - 0.59 \frac{pf_v}{f'_c} \right) \quad (6C) \text{ (repetida)} \quad M \text{ en función de } p$$

El código ACI sólo permite vigas de escaso refuerzo (subreforzadas), por ello en las secciones balanceadas (como en las sobrerreforzadas), no se aplica la ecuación $M_u = \phi Mu$, debido a la gran posibilidad de que se pueda presentar una falla frágil a compresión pues ϕ es un factor de reducción de resistencia, para evitar una posible falla prematura de una sección por factores no considerados en el diseño, no para volver dúctil una viga frágil. Por ello, los elementos con secciones balanceadas y sobrerreforzadas, sólo se emplean en forma teórica, por su peligrosidad de falla y porque no es económico fabricarlas debido al alto porcentaje de acero que implican. Empero, si en la comprobación inicial aparece que $p > 0.75p_b$, la viga puede usarse todavía dentro del código, pero la resistencia usada debe basarse en $0.75p_b$.

VI.1.1 CONSIDERACIONES SOBRE LOS TIPOS DE FALLA.

La falla que se presente depende de que si el porcentaje de acero de la sección "p" es menor o mayor que "p_b".

- cuando $p < p_b$ ocurre una falla de tensión (sección subreforzada)
- cuando $p = p_b$ ocurre una falla balanceada (sección balanceada)
- cuando $p > p_b$ ocurre una falla de compresión (sección sobrerreforzada)

También la profundidad del Eje Neutro depende de la cuantía de acero. Una inspección de la figura 6.1.1. revela que si "p" para la sección es menor que p_b entonces $\delta < \delta_b$ y $E_s f_c / E_s$; en consecuencia ocurre una falla a tensión. Análogamente, si $p > p_b$ entonces $\delta > \delta_b$ y $E_s < f_c / E_s$ y entonces ocurre una falla a compresión.

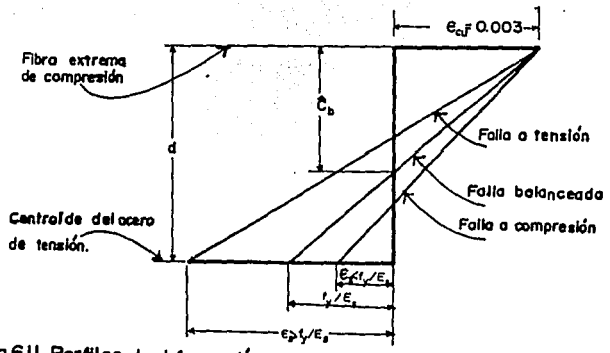


Fig.6.1.1. Perfiles de deformación en la resistencia a la flexión.

Es necesario limitar el área del acero a una fracción del área balanceada, debido a que como lo indica la ecuación para el porcentaje de acero balanceado 11A, si la resistencia de fluencia (o de cedencia) f_y del acero es mayor que la especificada, o la resistencia del concreto es menor que la considerada, puede ocurrir una falla a compresión en una viga que esté cargada a la resistencia máxima¹⁰. Por lo que para evitar las vigas sobrerreforzadas y balanceadas, el código ACI limita el porcentaje de refuerzo al 75% -esto para construcciones normales y 50% para construcciones en zonas sísmicas- del valor correspondiente a las secciones balanceadas.

Los porcentajes cercanos al valor correspondiente a la viga balanceada, suelen ser muy elevados y se traducen en un número de barras muy grande cuya colocación ofrece con frecuencia dificultades y además, se presentan siempre grandes flechas; por ello el ACI propone que las deflexiones (flechas) siempre sean verificadas a menos que el porcentaje no exceda la cantidad de:

$$p = 0.18 \frac{f'_c}{f_y}$$

12 Para porcentajes mayores, las deflexiones se deben revisar.

Con este último criterio no se pretende separar miembros que no tienen problemas con las flechas de los que tienen flechas grandes. Se trata simplemente de establecer el porcentaje de refuerzo máximo que ha sido usado durante muchos años por los ingenieros proyectando por el método de los esfuerzos de trabajo. Los porcentajes mayores implican vigas de menor tamaño que las que se han acostumbrado y, por lo tanto, flechas

¹⁰ En consecuencia, una resistencia de cedencia (o fluencia) del acero superior a la especificada podría conducir a una falla frágil (o a compresión), aunque a un momento superior de flexión. De la misma forma, una resistencia inferior del concreto a la especificada puede conducir a una falla a compresión, la cual se presenta a un momento flexionante más bajo que el considerado al dimensionar la sección.

mayores.

Por otra parte también las vigas con porcentajes muy pequeños, suelen fallar súbitamente¹¹: para evitar ese riesgo, el código exige que el porcentaje mínimo en miembros sujetos a flexión sea de:

$\rho_{min} = 14/f_y$	con f_y en $[Kg/cm^2]$
$\rho_{min} = 200/f_y$	con f_y en $[lb/in^2]$
$\rho_{min} = 1.38/f_y$	con f_y en $[N/m^2]$

13

Esta cantidad se encontró igualando el momento de agrietamiento de la sección (utilizando el módulo de ruptura de la sección de concreto simple), al momento de resistencia calculado en una sección de concreto reforzado y despejando la cuantía de acero.

El código (ACI-83) también establece que los elementos de concreto reforzado, no deben basarse en una resistencia a la fluencia del refuerzo f_y , que exceda de 5 625 Kg/cm^2 (80 000 lb/in^2 ; 552 N/mm^2), excepto para cables de preesfuerzo, o a menos que se hagan pruebas en miembros de tamaño real y se demuestre que las grietas tienen anchura satisfactoria.

Los términos *sobrerreforzado* y *subreforzado*, aplicados al caso de elementos con acero sin un límite de fluencia bien marcado como en el caso de aceros trabajados (doblados o torcidos) en frío, no tienen más sentido que el de indicar el grado de ductilidad. En este caso la condición balanceada no está claramente definida.

VI.1.2 ANCHO MÍNIMO EN FUNCIÓN DEL RECUBRIMIENTO Y LA DISTANCIA ENTRE BARRAS. Resistencia-cuantía de acero ($\mu - p$)

El código establece que la distancia libre entre barras paralelas,

¹¹ Esto debido a que si la cuantía de refuerzo es muy baja, la resistencia a flexión calculada en una sección de concreto reforzado, es inferior al momento flexionante requerido para agrietar dicha sección, por ello, la falla se presenta repentina y frágil (el acero se "revienta").

excepto en columnas, no deberá ser menor que:

- 1) el diámetro nominal de las barras o
- 2) 1.3 veces el tamaño máximo del agregado grueso, o bien,
- 3) 2.54 cm (1 in).

A. Torres H. [ref 33] propone valores para el recubrimiento en vigas, medido desde el refuerzo principal hasta la superficie libre del miembro:

- a) Recubrimiento mínimo para áreas no expuestas a la intemperie: 2 cm para barras # 7 o menores y 1 diámetro para barras mayores.
- b) Recubrimiento mínimo para superficies expuestas a la intemperie, o en cocinas y baños o superficies constantemente en contacto con el agua como en los tanques de almacenamiento: 3 cm para barras # 7 o menores y 1.5 diámetros para barras mayores.

En ningún caso el recubrimiento de los estribos debe ser menor de 1 cm.

Resistencia-cuantía de acero. La curva de la figura 6.1.2 muestra como varía la resistencia a flexión con el porcentaje o cuantía de acero (también pudo haberse graficado con A_s). Las ecuaciones empleadas para determinar la gráfica son las antes expuestas, variando el área de acero A_s -y por ende el porcentaje o cuantía de acero p - para un caso específico, desde cero hasta valores muy altos. Debe notarse que en la región de falla a tensión el momento de resistencia no aumenta linealmente con el área o porcentaje de acero, esto se debe a que aunque la fuerza en el acero sí aumenta linealmente, el brazo de palanca disminuye al aumentar la cuantía de acero.

En la región de falla a compresión el aumento en el momento de resistencia con el área (o la cuantía) de acero es sumamente pequeño, debido a que tanto el esfuerzo del acero como el brazo de palanca disminuyen al aumentar el área acero en esta región. En consecuencia, se gana poca resistencia adicional a flexión, al aumentar la cuantía -o bien el área- del acero por encima de la correspondiente a una falla balanceada. Este y otros ejemplos en ingeniería estructural, nos llevan a la conclusión de que una lógica formal no tiene porque ser compatible

con una lógica estructural; pues podría pensarse -como el común de la gente- que al aumentar la cuantía (o bien el área de acero) se aumentaría también indefinidamente la resistencia de una sección.

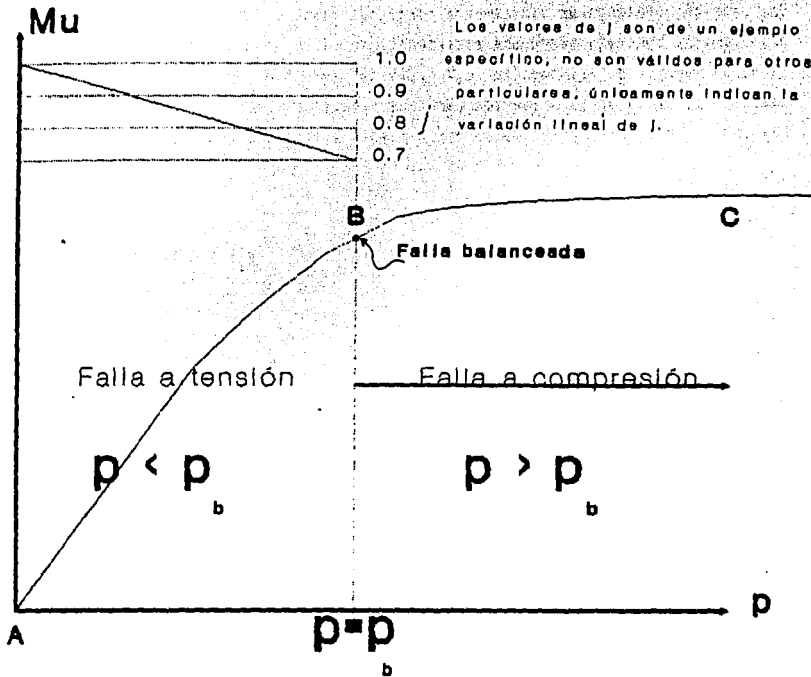
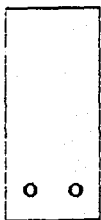


Fig. 6.1.2 Resistencia a flexión en una sección de concreto simplemente reforzada con distintas cuantías de acero.

Según lo visto en VI.1.A B y C para encontrar la resistencia de una sección rectangular, de características conocidas, se determina primero la posición del Eje Neutro planteando una ecuación con base en el equilibrio interno o también puede hacerse por un tanteo (método por iteraciones). La suma de los momentos es la resistencia a momento de la sección. Así también puede localizarse el centro de gravedad de las fuerzas de tensión y calcular entonces los momentos de las fuerzas de compresión con respecto a este centro o viceversa.

EJEMPLOS DE REVISIÓN

Ejemplo 1. Una sección rectangular simplemente reforzada tiene un ancho $b = 25$ cm y un peralte efectivo $d = 45$ cm. El concreto tiene una resistencia de cilindro a compresión $f'_c = 210$ Kg/cm². El acero tiene un módulo de elasticidad $E_s = 2.039 \times 10^6$ Kg/cm² y un esfuerzo de fluencia $f_y = 2810$ Kg/cm². Calcular la resistencia a flexión para las siguientes áreas de acero:
a) 4 in², b) 8 in² y c) la correspondiente a la falla balanceada.



$$b = 25 \text{ cm}$$

Datos:

$$b = 25 \text{ cm} \quad d = 45 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad E_s = 2.039.000 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 2.810 \text{ Kg/cm}^2$$

Inocognita:

$\mu = ?$

Solución:

como $f'_c < 281 \text{ Kg/cm}^2$ por tanto $k_1 = \beta_1 = 0.85$ (ver VI.1.2))

- Primero calculamos el porcentaje de acero de la sección balanceada para comparar - esto sin reducir en el 75% del código - por ello, usando la ecuación 11A.

$$P_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1 \left[\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right]}{f_y} = \frac{0.85 (210) (0.85) \left[\frac{0.003 \times 2.039.000}{0.003 \times 2.039.000 + 2.810} \right]}{2.810} = 0.037$$

a) Con $A_s = 4 \text{ in}^2 \rightarrow$ como $\frac{1}{4} \text{ in}^2 = (2.54 \text{ cm})^2$ resolviendo la regla de tres $A_s = \frac{4(2.54)^2}{1} = 25.81 \text{ cm}^2$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{25.81}{25 \times 45} = 0.023 < p_b \text{ por lo tanto es una sección subreforzada y la falla es a tensión.}$$

Según el código, "p" tiene que ser menor que $0.75 p_b = 0.75 \times 0.037 = 0.028$, como este es el caso, el porcentaje $p = 0.023$ es adecuado para fallar en tensión. Además "p" debe ser superior a $p_{MIN} = 14/f_y$, $14/2810 = 0.00498$, como también este es el caso, el porcentaje "p" se encuentra en el intervalo adecuado.

Podemos utilizar cualquiera de las ecuaciones 6A, B, C o D, pero utilicemos la 6B por ser más sencilla y y cómoda en este caso.

$$\mu_1 = A_s f_y \left[d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f'_c b} \right] = 25.81 (2810) \left[45 - 0.59 \frac{(25.81 \times 2810)}{210 \times 25} \right] = 2.672.547 \text{ Kg-cm}$$

Como se trata de la revisión de una estructura real $Mu = \beta Mu_1$ (con $\beta = 0.9$ para flexión).

$$Mu = \beta Mu_1 = 0.9 \times 2672547 = 2405292 \text{ Kg-cm} = 2400 \text{ ton-cm} = 24.0 \text{ ton-m}$$

b) Con $A_s = 8 \text{ in}^2 \rightarrow A_s = \frac{3(2.54)^2}{1} = 51.61 \text{ cm}^2$

$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{51.61}{25 \times 45} = 0.046 > \rho_b$ Por tanto es una sección sobrerreforzada y la falla se presenta a compresión, determinando α con la ecuación 9.

$$\left[\frac{0.85f'_c}{0.003E_s \rho} \right] \alpha^2 + \alpha d - \beta_1 d^2 = 0 \rightarrow \left[\frac{0.85 \times 210}{0.003 \times 2039000 \times 0.046} \right] \alpha^2 + 45\alpha - 0.85(45)^2 = 0.6343689\alpha^2 + 45\alpha - 1721.25 = 0$$

$\uparrow a$ $\uparrow b$ $\uparrow c$

RESOLVIENDO POR MEDIO DE LA ECUACION GENERAL DE SEGUNDO GRADO

$$\alpha_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-45 \pm \sqrt{(45)^2 - 4(0.6343689)(-1721.25)}}{2(0.6343689)} = \frac{-45 \pm 79.95}{1.26874} \rightarrow \alpha_1 = 27.55 \text{ cm} \quad \text{ok.}$$

\leftarrow ESTA RAZ NO SATISFACE EL PROBLEMA.

podemos aplicar la ec. 3 y después la 4, pero utilicemos la 10 donde están incluidas las dos, para obtener Mu .

$$Mu = 0.85f'_c \alpha b(d - 0.5\alpha) = 0.85 \times 210 \times 27.55 \times 25(45 - 0.5 \times 27.55) = 3338880 \text{ Kg-cm} = 3340 \text{ ton-cm} = 33.40 \text{ ton-m}$$

NOTA: EN ESTE INCISO, NO TIENE CASO EMPLEAR LA ECUACION $Mu = \beta Mu_1$ DEBIDO A QUE NO SE DEBEN EMPLEAR SECCIONES SOBERRERFORZADAS -NI BALANCEADAS-, AL DISEÑAR O PROYECTAR ESTRUCTURAS, ESTO SE DEBE AL PELIGRO QUE IMPLICA LA FALLA FRAGIL QUE SE PRESENTA.

c) Sección balanceada $\rho = \rho_b = 0.037$

Usando la ecuación 6C, y debido a que la sección es balanceada podemos utilizar ecuaciones para determinar Mu de falla en tensión o compresión, pero la ecuación 6C es la que se adapta, porque está en función de "p" (ver U1.1 c)).

$$Mu_1 = \rho b d^2 f_y \left[1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right] = 0.037 \times 25(45)^2 \times 2810 \left[1 - 0.59 \frac{0.037 \times 2810}{210} \right] = 3725986 \text{ kg-cm} = 3730 \text{ ton-cm} = 37.30 \text{ ton-m}$$

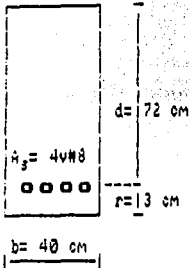
en este caso tampoco obtendremos Mu , debido a la nota del inciso anterior.

FALLA DE ORIGEN

102

Ejemplo 2. Determinar el momento resistente ideal M_u de una viga rectangular simplemente armada. Investigando si falla en tensión o en compresión. Si la falla es en tensión, obtener el momento resistente confiable M_u de acuerdo a los datos presentados y siguiendo los incisos siguientes:

- por el método iterativo (o de prueba y error)
- por fórmulas



Datos:

$$A_s = 4 \times \#8 (\text{acero A-36}) = 20.27 \text{ cm}^2 \quad f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 36\,000 \text{ lb/in}^2 = 2\,530 \text{ Kg/cm}^2$$

Incógnitas:

$$M_u = ?$$

$$M_u^i = ?$$

Solución:

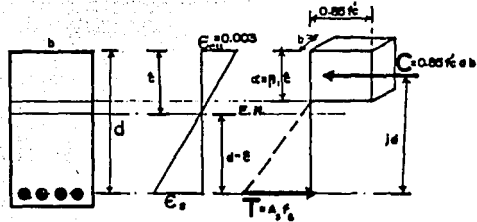
[Como $f'_c < 281 \text{ Kg/cm}^2$ por tanto $k_1 = \beta_1 = 0.85$ (ver VI.1. 2)]

a) Método iterativo o del bloque de esfuerzos.

- Cálculo de la Profundidad del Eje Neutro. Si suponemos (según la figura) que se alcanza f_y , es decir que el acero fluye y se presenta una falla a tensión.

$$\text{Como } C = T \rightarrow 0.85 k_1 b' c = A_s f_y$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 b' c} = \frac{20.27 \times 2\,530}{0.85 \times 40 \times 210} = 7.18 \text{ cm} \quad \text{y como } c = \beta_1 \hat{c} \text{ por tanto } \hat{c} = \frac{c}{\beta_1} = \frac{7.18}{0.85} = 8.45 \text{ cm}$$



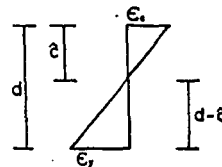
- Determinando si el tipo de falla, en realidad es de tensión como se supuso; para lo cual calculemos la deformación máxima que se presenta en el concreto cuando el acero principia a fluir. Como se está suponiendo que el acero fluye, entonces:

$f_s = f_y$ y $\epsilon_s = \epsilon_y$ y utilizando proporciones en el diagrama de la derecha.

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} = \frac{c}{d-c} \quad \epsilon_c = \frac{\epsilon_y c}{d-c} \quad \text{y como } \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{2\,530}{2\,039\,000} = 0.0012 \text{ cm/cm}$$

LEY DE HOOKE

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y c}{d-c} = \frac{0.0012 \times 8.45}{72 - 8.45} = 0.00016 \ll \epsilon_{cu} = 0.003 \text{ cm/cm}$$



POR TANTO, LA VIGA SE FALLA A TENSION

- Cálculo del momento resistente.

Como ya sabemos que la viga es subreforzada (falla a tensión), emplearemos la ecuación 6A de falla a tensión. Esto por facilitarse al estar en función de α y A_s .

$M_u = A_s f_y (d - 0.5\alpha) = 20.25 \times 530(72 - 0.5 \times 7.18) = 3\,504\,815 \text{ Kg/cm}^2$. Pero se revisa una estructura real, por lo que tenemos que emplear el factor de reducción de resistencia ($\phi = 0.9$ para flexión).

$$M_u = \phi M_u = 0.9(3\,504\,815) = \underline{3\,154\,334 \text{ Kg-cm} = 3\,150 \text{ ton-cm} = 31.50 \text{ ton-m}}$$

b) Cálculo por fórmulas.

- Obtención del porcentaje (o cuantía) de acero "p".

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{20.27}{40 \times 72} = 0.00704 \quad (\text{se recomienda usar cinco decimales esto por tratarse de un porcentaje que influye mucho en las características de la sección, con una pequeña variación de este}).$$

el valor de "p" no debe de exceder el máximo permitido por el código (de la ecuación 11B).

$$P_{MAX} = 0.75 \frac{0.85 f'_c b_i}{f_y} \left[\frac{0.00E_s}{0.003E_s + f_y} \right] \quad \text{pero si } E_s = 2\,039\,000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (que es valor comúnmente empleado)}$$

$$P_{MAX} = 0.75 \frac{0.85 f'_c b_i}{f_y} \left[\frac{6\,117}{6\,117 + f_y} \right] \quad \text{--- 11C}$$

Que es una fórmula más simplificada, pero la cual debemos tener cuidado de no usarla en otros valores de E_s en Kg/cm² o de unidades distintas a estas.

$$P_{MAX} = 0.75 \frac{0.85 \times 210 \times 0.85}{2\,530} \left[\frac{6\,117}{6\,117 + 2\,530} \right] = 0.04242 \quad \text{por tanto } p = 0.00704 << P_{MAX}$$

COMO EL PORCENTAJE DE ACERO DE LA VIGA ES MUCHO MENOR (<<) QUE EL LIMITE P_{MAX} QUE INDICA EL CÓDIGO, EL CUAL CORRESPONDE AL 75% DE LA SECCION BALANZADA! CONCLUIMOS QUE LA VIGA ES SUBREFORZADA (Y SEGURA DE NO FALLAR EN COMPRESION YA QUE CUMPLE CON EL CÓDIGO) Y LA FALLA POR TANTO SE PRESENTA EN TENSION. AHORA REVISEMOS QUE SOBREPASA EL PORCENTAJE MÍNIMO (EC. 13) $P_{MIN} = 14/f_y = 14/2\,530 = 0.00553$, como también este es el caso concluimos que el porcentaje "p" se encuentra en el intervalo de valores adecuado.

- Cálculo del momento resistente.

De la ecuación 8 obtenemos el índice de refuerzo "q".

$$q = \frac{p f_y}{f'_c} = \frac{0.00704 \times 2\,530}{210} = 0.00842 \quad (\text{se recomienda usar cinco decimales}).$$

de la ecuación 6D (usada por la comodidad de estar en función de "q").

$$M_u = b d^2 f'_c q (1 - 0.59q) = 40(72)^2 \times 210 \times 0.00842 (1 - 0.59 \times 0.00842) = 3\,508\,699 \text{ Kg-cm}$$

$$M_u = \phi M_u = 0.9(3\,536\,892) = \underline{3\,157\,829 \text{ Kg-cm} = 3\,158 \text{ ton-cm} = 31.58 \text{ ton-m}}$$

VI.1.4 DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES.

La revisión (o análisis) y el dimensionamiento son problemas relacionados que, sin embargo, tienen diferencias fundamentales y requieren técnicas diferentes. Es indispensable que se entienda claramente estas diferencias.

Los ejemplos del inciso VI.1.3 ilustraron casos que se presentan en la práctica, y que consisten en que, dada la geometría de la sección transversal de una viga y la cuantía o bien el área de acero, se debe determinar el momento resistente confiable¹², y una vez obtenido este, se puede calcular la carga viva de trabajo o de servicio que puede soportar el elemento en estudio. A tales problemas se les llama de revisión.

Cuando se fija en cambio, la resistencia máxima de los materiales (acero y concreto) y el momento flexionante máximo que debe soportar el elemento, y se pide la escuadría¹³ y el área de acero (A_s), el problema se llama de dimensionamiento (o de proyecto). Es evidente que siendo variables b , d , y A_s , hay un grupo muy grande de secciones que satisfacen el problema porque tienen las mismas resistencias, de manera que antes de que el proyectista pueda obtener una solución a un problema de dimensionamiento, debe suponer el valor de una o más de estas variables.

En el análisis o revisión para determinar cargas o momentos admisibles, el proyectista trata con vigas dadas, conoce tanto sus dimensiones como el acero. En cada caso existe un Eje Neutro único, que corresponde a esas dimensiones y cantidad de acero especiales y no a los

¹² Algunas veces a este momento se le denomina como momento último o máximo, donde las palabras "último" y "máximo" no dejan de parecer exageradas, pues como se vio en III.1.3, en el análisis -elástico- que se hace a la estructura no se toman en cuenta las deformaciones plásticas, que están más allá del rango elástico y que provocan el feliz fenómeno de redistribución de momentos. En otras ocasiones se le denomina más propiamente MOMENTO RESISTENTE -MÁXIMO CONFIABLE-.

¹³ Se llama escuadría a las dimensiones de la sección, es decir a "b" y "d" (y h).

deseos del proyectista.

Al dimensionar se conocen las cargas y las resistencias de los materiales y es necesario fijar algunas o todas las dimensiones. Aquí el calculista tiene algún control sobre la situación del Eje Neutro. Puede moverlo si necesita hacerlo, en el grado en que las dimensiones al cambiar puedan alterar el equilibrio entre las áreas de tensión y de compresión.

Antes se mencionó que el código ACI especifica que $p \leq 0.75p_b$ para evitar una falla a compresión; notese que se expresa el mismo límite por $T=0.75T_b$ o $C=0.75C_b$ y para el caso sencillo de una viga rectangular también dicho requerimiento se puede especificar como $C=0.75C_b$ o $\alpha \leq 0.75\alpha_b$ (esta última es la forma más directa para una viga rectangular). Para la ecuación a la cual da el peralte del bloque de esfuerzos rectangulares (prisma rectangular) para la falla balanceada α_b . Esto quiere decir que el peralte máximo permitido del bloque (prisma) rectangular de esfuerzo de compresión es

$$\alpha_{max} = 0.75\alpha_b = 0.75 \times \frac{0.003E_s}{0.003E_s + f_c} \left(R_1 d \right) \quad \text{--- (a) } \quad \alpha_{max} : \text{Peralte o profundidad máxima del bloque de esfuerzos permitida por el código.}$$

Las fallas a la compresión¹⁴ son peligrosas en la práctica, debido a que ocurren repentinamente (y con frecuencia en forma explosiva), dando poca advertencia visible (es decir son frágiles). Por el contrario, las fallas a la tensión (secciones subreforzadas) están precedidas por grietas grandes del concreto y tienen un carácter dúctil que las anuncian con anticipación, lo que a veces en forma chusca se denomina "hora de correr", la cual da la pauta para posibles reparaciones o evacuación de las construcciones. Por lo anterior, las secciones subreforzadas o de falla de tensión son por lo general las empleadas al dimensionar o proyectar en el diseño estructural.

¹⁴ Las que se presentan en secciones sobrerreforzadas y muchas de las veces en las balanceadas (ver la nota de pie de pág. 10 de este capítulo).

Como se ha mencionado (en el diseño estructural), al dimensionar o proyectar se utiliza una resistencia confiable, de ϕ x resistencia ideal, en que ϕ es el factor de reducción de capacidad resistente. Conviene repetir que la ecuación que hemos estado y seguiremos empleando es $M_u = \phi M_u$, que en este caso (secciones simple reforzadas según el ACI) la emplearemos para las ecuaciones 6A, B, C y D. Las cuales quedarían como:

$$M_u = \phi T_j d = \phi A_s f_y (d - 0.5) \quad \text{--- (6A)} \quad M \text{ en función de } \alpha \text{ y } A_s$$

porque la falla es en el acero

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - 0.59 A_s \frac{f_y}{f'_c b} \right) \quad \text{--- (6B)} \quad M \text{ en función de } A_s$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad \text{--- (7)} \quad p: \text{porcentaje o cuantía de acero longitudinal.}$$

$$M_u = \phi p b d^2 f_y \left(1 - 0.59 p \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad \text{--- (6C)} \quad M \text{ en función de } p$$

$$q = \frac{p f_y}{f'_c} \quad \text{--- (8)} \quad q: \text{índice de refuerzo}^{15}$$

$$M_u = \phi b d^2 f'_c q (1 - 0.59 q) \quad \text{--- (6D)} \quad M \text{ en función de } q$$

RECORDAR QUE $\phi = 0.9$ PARA FLEXIÓN (ver III.3).

Se pueden elaborar una gran cantidad de auxiliares para el dimensionamiento, ya sea en forma de tablas y gráficas, o bien se pueden encontrar ya publicadas por distintos investigadores u organismos. El ACI ha publicado un conjunto muy completo de auxiliares en el dimensionamiento para el diseño de estructuras de concreto. La publicación contiene un extenso conjunto de tablas y gráficas para

¹⁵ Antes muchos textos y el reglamento mencionaban a "q" como "o".

valores especificados de f'_c y f_y , lo que permite a uno obtener soluciones sumamente rápidas para las secciones¹⁶.

También es posible utilizar un método iterativo (de prueba y error) para el dimensionamiento de secciones (uno de los cuales emplearemos en este trabajo), en el que conociendo el momento y suponiendo la escuadria de la viga, se estima el brazo de palanca interno $jd = d - 0.5\alpha$. Este método puede ser muy conveniente debido a que el brazo de palanca interno no es muy sensible a la variación de la cuantía de acero dentro de los límites prácticos, como puede observarse en la fig. 6.1.2. Mas aun este procedimiento nos ayuda a visualizar la localización de la resultante de la fuerza interna de compresión C . El dimensionamiento mediante este método implica estimar jd , determinar la cuantía resultante de acero (y por ende A_s)¹⁷, el peralte resultante α del prisma rectangular de esfuerzos para el área del acero, y verificar que α sea menor que α_{max} y que el valor supuesto inicialmente o el mejorado en las iteraciones para jd sea adecuado o al menos conservador.

Otro camino usual consiste en fijar el porcentaje de acero y determinar las dimensiones correspondientes. Si se elige un porcentaje bajo se obtiene una sección grande, pero con un consumo bajo de acero, lo que suele resultar económico en las condiciones de costo de nuestro medio. Los porcentajes altos, por el contrario, implican una mayor

¹⁶ El uso de diversas normas, tablas y gráficas, es de gran ayuda en el diseño. Estos elementos suministran información acerca de formas y detalles que utilizan comúnmente los ingenieros y así pueden ayudar en economías tanto en la oficina de diseño como en el terreno de la construcción. Sin embargo, no es de desearse que el ingeniero que empieza, haga uso intensivo y desmedido de la mayoría de tablas y gráficas hasta en tanto no haya obtenido cierta experiencia. Hay una regla común en ingeniería que dice que, "el ingeniero no debería utilizar tablas o gráficas que no conozca lo suficiente como para elaborarlas". Se requiere un conocimiento profundo de los principios básicos de proyecto de estructuras para ver las limitaciones de estos elementos. Debe aclararse que esto, no se debe entender como si el ingeniero novato que va a trabajar en una oficina de diseño está supeditado al uso de manuales que no le son familiares hasta que los pueda reproducir. Se está en un negocio productivo y se requiere que el trabajo personal sea lo más eficiente posible.

¹⁷ Con la jd estimada, se calcula la A_s aproximada correspondiente y con esta A_s , se determina un valor mejor de jd ; a su vez, este mejor valor de jd conduce a un valor mejor que generalmente resulta satisfactorio de A_s . La convergencia es muy rápida.

cantidad de acero, pero permiten secciones más pequeñas, lo que puede ser importante cuando hay limitaciones de espacio o cuando el peso es una consideración significativa. Evidentemente el porcentaje escogido debe estar comprendido entre los valores máximo y mínimo especificados. Para un porcentaje dado pueden obtenerse diversas combinaciones de ancho y peralte. Las relaciones usuales entre ancho y peralte efectivo (b/d) varían de $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{2}$, aunque no es raro encontrar valores diferentes. Comúnmente se escogen dimensiones que sean múltiplos de 5 cm o valores de enteros y enteros y medios de pulgada.

En general si se desea dimensionar una sección de peralte mínimo, la cuantía de acero requerida será la máxima permisible, p_{max} . Este tipo de dimensionamiento (con p_{max}) requiere una cuantía muy alta de acero. Debe notarse que aunque se hizo $p_{max}=0.75p_c$ para evitar la posibilidad de fallas a compresión, existe el peligro de utilizar acero con resistencia mayor a la especificada ("más fuerte"). Por ejemplo, una viga simplemente reforzada, que contiene la máxima cuantía permisible p_{max} de acero, con una resistencia de cedencia (o fluencia) de 2.812 Kg/cm^2 ($40\,000 \text{ lb/in}^2$ o 276 N/m^2), falla en compresión, si la resistencia real de cedencia es mayor que 3.487 Kg/cm^2 ($49\,600 \text{ lb/in}^2$ o 342 N/m^2)¹⁸. En consecuencia una resistencia de cedencia superior a la especificada podría conducir a una falla frágil, aunque a un momento de flexión superior. En forma análoga, una resistencia inferior del concreto (cosa que tampoco es rara) a la especificada puede conducir a una falla a compresión a un momento flexionante más bajo que el considerado al dimensionar. Por lo anterior, a menos que sea inevitable el usar un peralte muy pequeño¹⁹, no es económico emplear p_{max} y es preferible utilizar una sección más peraltada con menos acero y por ello más económica. Además las deflexiones de una viga con el mínimo peralte posible (es decir con p_{max}), pueden ser excesivas y ser necesario

¹⁸ Esto no debe sorprender encontrarse en ensayos de acero, pues estudios hechos por Robles F. indican que los valores de f_u del acero de barras de refuerzo, pueden tener coeficientes de variación del orden de 10 a 15 por ciento.

¹⁹ Como no pocas veces los requerimientos arquitectónicos lo exigen.

revisarlas [una buena guía para obtener miembros razonablemente proporcionados, son las relaciones de claro/peralte listadas en el código ACI, las que si son excedidas, requieren que se revise la deflexión del elemento; otra guía para la revisión de deflexiones es la ecuación $\delta = 0.18f_c/f_y$, del inciso VI.1.1, la cual si es sobrepasada por el porcentaje de la sección también las deflexiones deben revisarse].

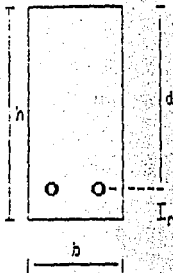
También es razonable estipular una cuantía mínima de refuerzo que siempre debería ser excedida. Ello es necesario debido a que si la cuantía de refuerzo es muy baja, la resistencia a flexión calculada en una sección de concreto reforzado, es inferior al momento flexionante requerido para agrietar dicha sección y la falla se presenta brusca y en forma frágil debido a que el acero se colapsa es decir se "revienta". Para tener en cuenta este requerimiento se deben emplear las ecuaciones 13 del inciso VI.1.1 para el porcentaje mínimo de acero.

Es posible dimensionar vigas simplemente reforzadas mucho menos peraltadas al utilizar la teoría de resistencias que cuando se emplea el método elástico de dimensionamiento basado en esfuerzos permisibles. Por ejemplo, supongase que $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ ($3000 \text{ lb/in}^2 = 20.7 \text{ N/m}^2$) y $f_y = 2812 \text{ Kg/cm}^2$ ($40000 \text{ lb/in}^2 = 276 \text{ N/m}^2$). Una viga dimensionada por el método de esfuerzos permisibles (o teoría elástica) del ACI, con esfuerzos permisibles de $0.45f'_c$ en el concreto y $0.5f_y$ en el acero alcanzados simultáneamente en el momento flexionante de la carga de servicio, requiere una cuantía de acero $\rho = 0.00128$. Sin embargo, el dimensionamiento por resistencias requiere una $\rho_{\text{mín}} = 0.02780$, por lo que se puede utilizar una sección mucho menos peraltada. En consecuencia, existe un buen grado de libertad al elegir el tamaño de las secciones simplemente reforzadas en el dimensionamiento por resistencia.

Ejemplo 1.- Dimensionar la sección de una viga rectangular con los siguientes datos.

Datos: $M_u = 30 \text{ ton-m}$ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 3\,500 \text{ kg/cm}^2$

Inoognitas: Ahora las variables A_s , b y d son las inoognitas.



Solución:

Un análisis de la fórmula ϕDd indica que una vez fijo el momento máximo resistente -confiable- M_u y los valores límites de los esfuerzos $f'c$ y f_y , a cada valor del porcentaje de acero "p" corresponderá uno de $b d^2$, con lo cual podemos encontrarnos en uno de los siguientes casos:

- 1) Proponer un porcentaje de acero -comúnmente menor que p_{MAX} para evitar el problema de las deflexiones excesivas- y generalmente considerar fijo el valor de "b", para así obtener el valor del peralte efectivo "d" (y por ende, junto con el recubrimiento "c" el peralte total "h").
- 2) Proponer "p", suponer fijo "d" y con ello obtener "b".
- 3) Proponer "b" y "d" y con ello obtener "p" (o bien A_s) con el cual se escogen el número y el calibre de las varillas adecuadas. El valor de "p" obtenido debe revisarse para evitar el problema de deflexiones excesivas.

A título de ilustración se calculará la esquadría de la viga para dos porcentajes distintos: el máximo permitido y otro menor igual al límite señalado por las deflexiones excesivas $p = 0.18 f'c / f_y$ (ecuación 12 sección VI.1.1).
 - como $f'c < 281 \text{ kg/cm}^2$ por tanto $k_1 = \beta_1 = 0.85$ (ver VI.1.2)

a) SECCIÓN CON EL MÁXIMO PORCENTAJE PERMITIDO POR EL ACI.

1.- ESCUADRÍA.

$$P_{MAX} = 0.75 \frac{0.35 f'c \beta_1}{f_y} \left[\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right] = 0.75 \frac{0.85 (210) (0.85)}{3\,500} \left[\frac{0.003 \times 2\,039\,000}{0.003 \times 2\,039\,000 + 3\,500} \right] = 0.020\,68$$

$$q = \frac{p f_y}{f'c} = \frac{0.020\,68 \times 3\,500}{210} = 0.344\,67$$

Despejando "d" de la ecuación ϕDd tenemos:

$$d^2 = \frac{M_u}{\phi b f'c (1 - 0.59q)}$$

En esta fórmula a cada valor del ancho "b", corresponderá uno de "d" (en valor absoluto). Si elegimos una $b = 25 \text{ cm}$ y con $\phi = 0.9$ (flexión):

$$d^2 = \frac{3\,000\,000 \text{ (Kg-cm)}}{0.9 \times 25 \times 210 \times 0.344\,67 (0.796\,64)} = 2\,312 \text{ cm}^2 \text{ de donde } |d| = \underline{48.1 \text{ cm}}$$

2.- CÁLCULO DEL REFUERZO.

$$A_s = pbd = 0.020 \cdot 68 \times 25 \times 48.1 = 24.3 \text{ cm}^2.$$

esa área quedaría satisfecha con 5 barras #8 que tienen un área total de $A_s = 25.3 \text{ cm}^2$ y necesitan un ancho mínimo de $b = 28 \text{ cm}$ (por lo que se necesitarán dos lechos).

La viga resultó fuertemente armada por el alto porcentaje de refuerzo obtenido; la misma sección, pero, balanceada según la teoría elástica, tendría un porcentaje de:

$$p = \frac{kfc}{2f_s} = \frac{0.377 \times 94}{2 \times 1400} = 0.0127 \quad \text{como puede observarse, las secciones balanceadas de acuerdo con la teoría elástica, serían subreforzadas en la ruptura.}$$

b) SECCIÓN SUBREFORZADA CON PEQUEÑO PORCENTAJE.

1.- ESCUADRÍA.

El código fija un porcentaje $p = 0.18 f'_c / f_s$, arriba del cual recomienda que se revisen y controlen las deflexiones de las vigas (véase U.I.1); de acuerdo con esa recomendación, se tomará en este ejemplo el valor límite de $q = 0.18$, esto debido a que:

$$p = 0.18 f'_c / f_s \rightarrow \frac{f_s}{f'_c} = \frac{0.18}{p} \quad \text{y como} \quad q = p \frac{f_s}{f'_c} \quad \text{sust.} \quad q = p \left[\frac{0.18}{p} \right] \quad \text{por tanto} \quad \boxed{q = 0.18}$$

y eligiendo de nuevo un ancho $b = 25 \text{ cm}$, puede calcularse inmediatamente el peralte:

$$d^2 = \frac{Mu}{\phi b f'_c q (1 - 0.59q)} = \frac{3000000}{0.3 \times 25 \times 210 \times 0.18 (1 - 0.59 \times 0.18)} = 346.5 \text{ cm}^2 \quad \text{de donde} \quad (d) = \underline{62.8 \text{ cm}}$$

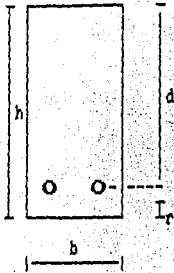
2.- CÁLCULO DEL REFUERZO.

$$p = q \frac{f'_c}{f_s} = \frac{0.18 \times 210}{3500} = 0.01080 \quad \text{de donde} \quad A_s = pbd = 0.01080 \times 25 \times 62.8 = \underline{17.0 \text{ cm}^2}$$

La sección se puede armar con 2 barras #9 más una #8, resultando $A_s = 19.9 \text{ cm}^2$

Esta segunda solución resultó como se esperaba más peraltada, pero con menor área de acero. Siendo el acero el material más caro, es casi seguro que esta última solución resultará más económica. Pero además de esto, debe recordarse siempre el uso de porcentajes en general ligeros, para evitar deflexiones demasiado grandes en las vigas; dichas deflexiones son causa frecuente de la destrucción de los acabados en los pisos y plafones.

Ejemplo 2.- Se desea que una sección rectangular simplemente reforzada de 12 in de ancho resista momentos flexionantes de carga de servicio de: 0.75×10^6 lb-in por carga muerta y 1.07×10^6 lb-in por carga viva. Según los datos presentados, dimensionar la sección para (1) el peralte mínimo, (2) un peralte efectivo de 27.4 in, y (3) un peralte total de 30 in utilizando aquí el método iterativo (prueba y error).



Datos: $D(o\ CH)=750\ 000$ lb-in $L(o\ CV)=1\ 070\ 000$ lb-in $f'_c=3\ 000$ lb/in²
 $f_y=60\ 000$ lb/in² $b=12$ in $E_s=29 \times 10^6$ lb/in² (ver 10.2.11)

Incognitas: d y A_s

Solución:

La resistencia M_u requerida es $M_u = 1.4D + 1.7L$ (según la sección III.3.2) o bien $M_u = 1.4CM + 1.7CV$ (según la tabla III.1 de la sección III.3), en donde D y L o bien CM y CV son los momentos por carga muerta y viva de servicio respectivamente. En consecuencia la resistencia a flexión debe ser

$$M_u = 1.4(750\ 000) + 1.7(1\ 070\ 000) = 2\ 869\ 000 \text{ lb-in} = 2.87 \times 10^6 \text{ lb-in}$$

1.- PARA EL PERALTE MÍNIMO. (como $f'_c < 4\ 000$ lb/in² por tanto $\beta_1 = 0.85$ (ver VI.1.2))

El peralte es mínimo si "p" es el máximo permitido por el código. De la ecuación 11B,

$$P_{MAX} = 0.75 \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \left[\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right] = 0.75 \frac{0.85 (3\ 000) (0.85)}{60\ 000} \left[\frac{0.003 \times 29\ 000\ 000}{0.003 \times 29\ 000\ 000 + 60\ 000} \right] = 0.016\ 04$$

calculando $q = \frac{p f_y}{f'_c} = \frac{0.016\ 04 \times 60\ 000}{3\ 000} = 0.320\ 80$ De la ecuación 6D despejando d tenemos:

$$d^2 = \frac{M_u}{\phi b f'_c q (1 - 0.59q)} = \frac{2\ 869\ 000}{0.9 \times 12 \times 3\ 000 \times 0.320\ 80 (1 - 0.810\ 72)} = 340.47 \text{ in}^2 \text{ de donde } |d| = 18.45 \approx 18.5 \text{ in}$$

El valor de "d" también se pudo haber obtenido de la ecuación 6Cd, sin calcular "q".

ahora calculando $A_s = pbd = 0.016\ 04 \times 12 \times 18.45 = 3.55 \text{ in}^2$ Se utilizaría un conjunto de varillas que tuviese esa área y que alcanzara en el ancho b .

2.- PARA UN PERALTE EFECTIVO DE 27.4 in.

De la ecuación 6Cd.

$$M_u = \phi b d^2 f_y \left[1 - \frac{0.59 p f_y}{f'_c} \right] \rightarrow 2\ 869\ 000 = 0.9 \times 12 \times 27.4^2 \times 60\ 000 \left[\frac{1 - 0.59 \times 60\ 000 p}{3\ 000} \right] \text{ quedando como:}$$

$$5\ 740\ 611\ 264 p^2 - 486\ 492\ 480 p + 2\ 869\ 000 = 0 \text{ resolviendo la ecuación cuadrática tenemos}$$

las raíces: $p_1 = 0.006\ 38$ ← esta es la raíz, debido a que al dimensionar se emplea la raíz $p_2 = 0.078\ 37$ más pequeña (o sea el porcentaje "p" menor).

calculemos ahora $A_s = pbd = 0.006\ 38 \times 12 \times 27.4 = 2.10 \text{ in}^2$

3.- PARA UN PERALTE TOTAL DE 30 in.

Debemos recordar la diferencia entre un peralte efectivo (inciso 2) y un peralte total como el que contamos de dato. El área de acero la determinaremos en forma empírica. Supongamos un recubrimiento de 2 in de concreto y una hilera de varillas del núm. 8 (1 in de diámetro), que da preliminarmente un peralte efectivo $d = 30 - 2 - 0.5 = 27.5$ in (0.5 es la mitad del diámetro de las varillas). Utilizando como criterio la fig. 6.1.2, supongamos $j = 0.87$ y sustituyendo este valor en $M_u = \phi A_s f_y j d$, entonces el área aproximada del acero es:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{2\,869\,000}{0.9 \times 60\,000 \times 0.87 \times 27.5} = \underline{2.22 \text{ in}^2} \text{ calculemos el "p" y el } P_{MAX} \text{ de la sección para determinar si}$$

el valor de A_s es adecuado (es decir si la sección es subreforzada).

(Como $f'_c = 3\,000 \text{ lb/in}^2 < 4\,000 \text{ lb/in}^2$ por tanto $\beta_1 = 0.85$ (ver VI.1.2)).

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.22}{12 \times 27.5} = \underline{0.00673} \text{ y } P_{MAX} = 0.75 \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \left[\frac{-0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right] = 0.75 \frac{0.85 \times 3\,000 \times 0.85}{60\,000} \left[\frac{87\,000}{87\,000 + 60\,000} \right] = \underline{0.01604}$$

como $p < P_{MAX}$ la sección es subreforzada, y por tanto adecuada. Ahora se puede hacer la selección de varillas. Obviamente utilizar tres varillas núm. 8, que dan 2.35 in^2 , será más que suficiente. Ya con estos datos se puede intentar armar la sección con varillas de otros tamaños, por ejemplo dos varillas del núm. 7 y dos del núm. 6 lo que da un $A_s = 2.08 \text{ in}^2$ revisar que resistan el momento y alcancen en b.

NOTA. En la parte 1 de este ejemplo se necesitó resolver una ecuación cuadrática para determinar la cuantía de acero "p" (o áreas) para una sección de dimensiones dadas. La ecuación cuadrática tiene dos raíces reales, y siempre se toma la raíz más pequeña en el dimensionamiento. Ver la figura 6.1.5.

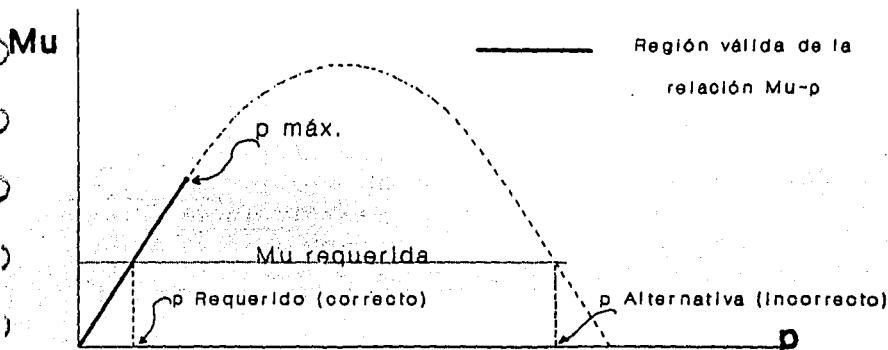


Fig. 6.1.5 Cálculo de la cuantía correcta de acero para determinada sección y resistencia a flexión.

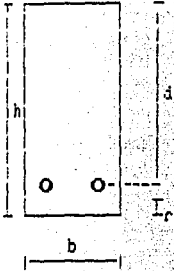
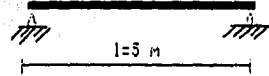
Ejemplo 3.- Dimensionar la sección de momento máximo para una viga rectangular simplemente reforzada, la cual se encuentra simplemente apoyada, según los datos presentados.

Datos: $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$ $f's = 2.300 \text{ Kg/cm}^2$ (grado estructural) $l = 5 \text{ m}$

$w_s = 2.400 \text{ Kg/m}^3$ $CU = 2.000 \text{ Kg/m}$

Factores de Carga 1.4 para CH y 1.7 para CU

Incógnitas: b , d y A_s



Solución:

1.- Determinación del momento M_u .

La ecuación para calcular el momento de una viga simplemente apoyada es:

$M_u = \frac{w l^2}{8}$ pero para tomar en cuenta el peso propio de la viga, o carga muerta, se añadirá el 15% del valor del momento correspondiente a la carga viva.

$$\text{Valor preliminar } \rightarrow M_u = \frac{1.7 w l^2 \times 1.15}{8} = \frac{1.7 \times 2000 \times 5^2 \times 1.15}{8} = \underline{12.219 = 12.220 \text{ Kg-m} = 1.222.000 \text{ Kg-cm.}}$$

2.- Cálculo de la escuadría.

Ya se ha mencionado (ejem. 1 de esta serie) que a cada valor del porcentaje p , corresponde otro de bd^2 , es recomendable elegir un porcentaje igual o menor que el límite $p = 0.18 f'c/f's$, que fija el código ACI para que las deflexiones en la viga no sean excesivas (ver VI.1.1).

En el inciso b) del ejemplo 1 de esta serie, se demostró que para el valor de p antes escrito, resulta $q = 0.18$; el cual al sustituirlo en la ec. 6Dd resulta:

$$M_u = \phi b d^2 f'c q (1 - 0.59q) \rightarrow 1.222.000 = 0.9 \times b d^2 \times 140 \times 0.18 (1 - 0.59 \times 0.18) \text{ despejando el peralte efectivo "d"}$$

$$d^2 = \frac{1.222.000}{0.27b} \rightarrow d = \frac{245.53}{(b)^{1/2}} \text{ En esta expresión, a cada valor de } b \text{ corresponderá uno de } d; \text{ se pueden elegir valores de } b \text{ desde un cincuentavo del claro de acuerdo con el código el valor mínimo sería } b = 500/50 = 10 \text{ cm, el cual resulta demasiado pequeño en la práctica para permitir un colado sencillo y cómodo, además de que deben alcanzar las varillas por lo que se recomienda usar una } b = 1/32 \text{ mínima. En este caso } b = 500/32 = 15.63 \text{ cm por lo que se considerará } b = 15 \text{ cm como mínimo.}$$

Con varios valores de b se han obtenido los correspondientes de d y se han tabulado

Todos los pares de valores consignados en la tabla son aceptables; debe hacerse notar que el área de la sección transversal de la viga, aumenta con el ancho; las vigas más peraltadas son más económicas y esto se hace aún más patente si se considera que a mayor peralte mayor brazo del par interno y en consecuencia, corresponderá menor área de refuerzo.

Quando no se calculan las deflexiones en las vigas, el código recomienda un peralte mínimo para las vigas libremente apoyadas, de $1/20$ del claro. En este ejemplo, el peralte mínimo sería de:

b (cm)	d (cm)
15	63.4
20	54.90
25	49.12
30	44.63

$t_{w,1} = 500/20 = 25$ cm y todas las escuadrias calculadas cumplen holgadamente este requisito. De las soluciones posibles se elige la escuadria $b = 25$ cm con una $d = 50$ cm y considerando el recubrimiento $h = 55$ cm.

El peso propio por unidad de longitud y el momento máximo resistente confiable correspondiente a las cargas reales valdrán:

$$W = b d w_c = 0.25 \times 0.55 \times 2400 = 330 \text{ Kg/m} \quad \text{y} \quad M_u = \frac{(1.7 \times 0 + 1.4 \times 1)^2}{8} = \frac{(1.7 \times 2.000 + 1.4 \times 330) 5^2}{8} = 12069 \approx 12070 \text{ Kg-m}$$

$\approx 1207000 \text{ Kg-cm}$ que es menor y prácticamente igual al supuesto al principio del problema (1222000). Por lo que se acepta la sección.

3.- Cálculo del refuerzo.

$$\rho = \rho \frac{i'c}{i_y} = \frac{0.18 \times 140}{2300} = 0.01096 \Rightarrow A_s = \rho b d = 0.01096 \times 25 \times 50 = 13.7 \text{ cm}^2 \text{ que corresponden a 5 varillas } \#6 \text{ que tienen un área de } A_s = 14.3 \text{ cm}^2$$

El recubrimiento se calcula de la siguiente manera, considerando estribos #2 (ver VI.1.2).

$$r = \frac{D}{2} + \sqrt{\text{diámetro estribo}} = \frac{1.91}{2} + 0.64 + 2.54 = 2.6 = 3 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el peralte efectivo resultará entonces de

$$d = h - r = 55 - 3 = 52 \text{ cm} \text{ en lugar de los } 50 \text{ cm que se tenían anteriormente.}$$

Este incremento del peralte efectivo que en este problema es muy pequeño, puede justificar, a veces, la reducción correspondiente del área de acero.

Sin gran error se puede suponer que los brazos del par interno son proporcionales o que varían linealmente a los peraltes efectivos y de esa manera, las áreas de acero serán inversamente proporcionales a los valores de los peraltes efectivos (ver fig. 6.1.2), es decir:

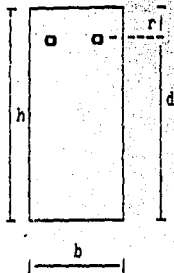
$$\frac{A_{s1}}{A_s} = \frac{d}{d_1} \rightarrow \frac{A_{s1}}{13.7} = \frac{50}{52} \quad \text{de donde} \quad A_{s1} = \frac{50 \times 13.7}{52} = 13.2 \text{ cm}^2$$

(si fueran directamente proporcionales el cociente d/d_1 sería d_1/d)

Como se había anticipado, la reducción en este caso es muy pequeña, por lo que en muchos casos se puede considerar igual.

Ejemplo 4.- Calcular el área de acero para una viga en voladizo con una carga concentrada en el extremo.

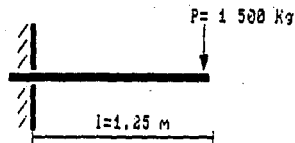
Datos: $f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 36\ 000 \text{ PSI} = 2\ 530 \text{ Kg/cm}^2$ (A-36 grado estructural)
 $w_c = 2\ 300 \text{ Kg/m}^3$ $P (\text{CU}) = 1\ 500 \text{ Kg}$ $b = 20 \text{ cm}$ $d = 40 \text{ cm}$ $r = 5 \text{ cm}$ $l = 1.25 \text{ m}$
 Factores de Carga 1.4 para CM y 1.7 para CU



Inocognita: A_s

Solución:

a) POR FORMULAS.



1.- Cálculo del momento máximo resistente confiable M_u .

$$M = \frac{w l^2}{2} + P l \Rightarrow M_u = \frac{1.4 \times 207 \times 1.25^2}{2} + 1.7 \times 1\ 500 \times 1.25 = 3\ 414 \text{ Kg-m} = 341\ 400 \text{ Kg-cm}$$

\uparrow carga repartida \uparrow carga puntual \uparrow F.C. \uparrow F.C.

2.- Obtención del porcentaje y área de refuerzo.

$$M_u = \phi p b d^2 f_y \left[1 - 0.59 \frac{p f_y}{f'_c} \right] \rightarrow 341\ 400 = 0.9 \times p \times 20 \times 40^2 \times 2\ 530 \left[1 - 0.59 \frac{p \times 2\ 530}{150} \right]$$

$725\ 093\ 952 p^2 - 72\ 864\ 000 p + 341\ 400 = 0$ Resolviendo la ecuación cuadrática, obtenemos los raíces.

$p_1 = 0.004\ 93$ ← la solución siempre debe considerarse con el valor de "p" menor, para evitar una sección

$p_2 = 0.095\ 56$ muy armada y por ende más cara. Además de que se puede presentar una sección sobrerreforzada. (ver la nota final del ejemplo 2 de esta serie)

El porcentaje mínimo para armar la sección según el código es (ver VI.1.1):

$p_{\min} = 14/f_y = 14/2\ 530 = 0.005\ 53$ como el porcentaje mínimo es mayor que el que debiera de considerarse según el resultado de la cuadrática, este valor mínimo es el que emplearemos, y por tanto el área de acero será:

$A_s = p b d = 0.005\ 53 \times 20 \times 40 = 4.42 \text{ cm}^2$ (se emplearían un conjunto de varillas con esa área)

b) POR APROXIMACIONES SUCESIVAS (MÉTODO ITERATIVO O DE PRUEBA Y ERROR)

Este método consiste en suponer primero un valor de α (profundidad del prisma rectangular de esfuerzos) y calcular el valor correspondiente de A_s , en la ecuación 6Ad; con el valor de A_s así encontrado, se calcula el correspondiente de α en la fórmula 5; de acuerdo con este último resultado, se supone un nuevo valor de α y se repite el procedimiento hasta obtener un valor final de α sensiblemente igual al supuesto.

- primera iteración:

Se supondrá: $\alpha = 6$ cm y despejando A_s de la ec. 6Ad.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \alpha/2)} = \frac{341\,400}{0.9 \times 2\,530(40 - 6/2)} = 4.05 \text{ cm}^2$$

comprobación de α : (en la ec. 5)

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_{cb}} = \frac{4.05 \times 2\,530}{0.85 \times 150 \times 20} = 4.02 \text{ cm}^2 \text{ (que no concuerda con el valor supuesto de 6)}$$

- Segunda iteración:

Se supondrá: $\alpha = 5$ cm

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \alpha/2)} = \frac{341\,400}{0.9 \times 2\,530(40 - 5/2)} = 4.00 \text{ cm}^2$$

comprobación de α :

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_{cb}} = \frac{4.00 \times 2\,530}{0.85 \times 150 \times 20} = 3.96 \text{ cm}^2 \text{ (que no concuerda con el valor supuesto de 5)}$$

- Tercera iteración:

Se supondrá: $\alpha = 3.9$ cm

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \alpha/2)} = \frac{341\,400}{0.9 \times 2\,530(40 - 3.9/2)} = \underline{3.94 \text{ cm}^2}$$

comprobación de α :

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_{cb}} = \frac{3.94 \times 2\,530}{0.85 \times 150 \times 20} = \underline{3.91 \text{ cm}^2} \text{ (este valor ya concuerda con el supuesto de 3.9, por lo tanto se acepta)}$$

El área de acero será en consecuencia de 3.94 cm^2 , que coincide con la respuesta obtenida por medio de las fórmulas (o método directo). Sin embargo al revisar el área con el porcentaje mínimo permitido por el código, nos daremos cuenta como en el inciso anterior, que la sección se debe armar con esta área para el porcentaje mínimo, por ser mayor que la obtenida por el proceso iterativo, o por fórmulas. Se escogería por tanto un conjunto de varillas para el área de 4.42 cm^2 obtenida en el inciso anterior.

Como nos podemos dar cuenta, este método iterativo es mucho más laborioso que el directo por fórmulas; sin embargo permite darnos cuenta de la profundidad del prisma rectangular de esfuerzos y de la localización de la resultante de compresión C.

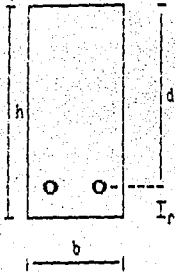
Es importante observar que la región de concreto útil es pequeña comparada con el peralte efectivo es decir $\alpha = 3.9$ contra $d = 40$ cm (aprox. una décima parte) y lo grande del brazo de palanca jd entre C y I $jd = 40 - 3.9/2 = 38.05$ cm.

Ejemplo 3.- Calcular la escuadría y las áreas de acero en una viga continua de tres claros:

a) Por el método exacto (por fórmulas) y b) Por el procedimiento aproximado.

Datos: $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 3\ 000 \text{ Kg/cm}^2$
 $M_1 = 10\ 000 \text{ Kg-m}$ $M_2 = 8\ 000 \text{ Kg-m}$ $M_3 = 5\ 000 \text{ Kg-m}$
 (Los momentos son los máximos resistentes admisibles)

Inocognitas: b, d y A_s



Solución:

Este problema se presenta con bastante frecuencia en la práctica. La escuadría debe determinarse para el momento mayor, con objeto de no tener porcentajes mayores que el límite fijado por el código, en otras secciones de la viga. Se entiende que, como sucede generalmente en la práctica, la viga, proporcionada para el mayor momento flexionante, conserva uniforme su escuadría a través de toda su longitud.

a) MÉTODO EXACTO (POR FÓRMULAS).

1.-Escuadría de toda la viga.

En general, el proyectista tiene libertad de elegir el ancho de la viga y lo hace atendiendo al espesor de las columnas que le sirven de apoyo, el cual tiene que ser siempre mayor que el ancho de la viga.

En este problema se elige $h = 20 \text{ cm}$.

Por otra parte, siempre que no haya causas que indiquen lo contrario, conviene fijar como porcentaje máximo el valor señalado por el código: $p = 0.18f'c/f_y$, con el fin de no tener deflexiones excesivas. Además, las secciones de bajo porcentaje suelen ser las más económicas.

Para la sección de máximo momento flexionante, se fijará $p = 0.18f'c/f_y$. En consecuencia $q = 0.18$ (como se vio en el inciso b del ejemplo 1 de esta serie).

Despejando "d" de la ecuación 6Dd tenemos:

$$d^2 = \frac{Mu}{\phi b f'c q (1 - 0.59q)} = \frac{1\ 000\ 000 \text{ (Kg-cm)}}{0.9 \times 20 \times 140 \times 0.18 \times 0.894} = 2\ 466 \text{ cm}^2 \quad |d| = 49.7 \text{ cm} = \underline{50 \text{ cm}}$$

2.- Áreas de acero de las distintas secciones.

Para la sección de mayor momento, el área de refuerzo se calcula inmediatamente.

$$p = \frac{f'c}{f_y} = \frac{0.18 \times 140}{3\ 000} = 0.008\ 40 \implies A_s = pbd = 0.008\ 40 \times 20 \times 50 = \underline{8.4 \text{ cm}^2}$$

Se escogería un conjunto de varillas que cumpla con esa área.

Para la segunda sección, puesto que se desconoce el porcentaje de acero "p", se procede como sigue:

$$M_u = \phi p b d^2 f_y \left[1 - 0.59 \frac{p f_y}{f'_c} \right] \rightarrow 800\ 000 = 0.9 \times p \times 20 \times 50^2 \times 3\ 000 \left[1 - 0.59 \frac{p \times 3\ 000}{140} \right]$$

$$1\ 706\ 785\ 714 p^2 - 135\ 000\ 000 p + 800\ 000 = 0 \quad \text{Resolviendo la cuadrática, obtenemos las raíces.}$$

$p_1 = 0.006\ 45$ ← Se escoge el menor valor (ver la nota final del ejemplo 2 de esta serie)

$$p_2 = 0.072\ 64$$

El porcentaje mínimo para armar la sección según el código es (ver VI.1.1):

$p_{\min} = 14/f_y = 14/3\ 000 = 0.004\ 67$ (por tanto el porcentaje anterior es adecuado) y el área de acero será:

$$A_s = p b d = 0.006\ 45 \times 20 \times 50 = 6.45\ \text{cm}^2 \quad \text{(se escogerían un conjunto de varillas con esa área)}$$

Y para la tercera y sección, se procede de la misma forma.

$$M_u = \phi p b d^2 f_y \left[1 - 0.59 \frac{p f_y}{f'_c} \right] \rightarrow 500\ 000 = 0.9 \times p \times 20 \times 50^2 \times 3\ 000 \left[1 - 0.59 \frac{p \times 3\ 000}{140} \right]$$

$$1\ 706\ 785\ 714 p^2 - 135\ 000\ 000 p + 500\ 000 = 0 \quad \text{Resolviendo la cuadrática, obtenemos las raíces.}$$

$$p_1 = 0.075\ 20$$

$p_2 = 0.003\ 90$ ← Se escoge el menor valor (idem)

El porcentaje mínimo calculado anteriormente es $p_{\min} = 0.004\ 67$

En consecuencia, la tercera sección de la viga está fuera de especificación y su área de acero debe ser según el porcentaje mínimo que especifica el código, y no con el valor menor obtenido de la cuadrática.

$$A_s = p b d = 0.004\ 67 \times 20 \times 50 = 4.67\ \text{cm}^2 \quad \text{(se emplearían un conjunto de varillas con esa área)}$$

b) MÉTODO APROXIMADO.

Hasta hace poco, cuando no proliferaban las calculadoras programables y las computadoras, el método exacto resultaba demasiado laborioso. Una simplificación puede encontrarse en el método gráfico (ver apéndice C) y en el siguiente procedimiento que se funda en que, en la ecuación (6A):

$M_u = \phi A_s f_y (d - \alpha/2)$ el brazo del par $j d = (d - \alpha/2)$, varía poco en general (ver la variación de j en la fig. 6.1.2), suponiendo d constante y como ocurre frecuentemente en las vigas continuas.

En ese supuesto, los momentos y las áreas de refuerzo serían proporcionales como se ilustra a continuación:

Para la primera sección, el área de acero quedó calculada exactamente y con bastante sencillez.

Para la segunda sección $\frac{M_1}{A_{s1}} = \frac{M_2}{A_{s2}} \Rightarrow A_{s2} = \frac{M_2}{M_1} A_{s1} = \frac{8\ 000 \times 8.4}{10\ 000} = \underline{6.7\ \text{cm}^2}$ la solución exacta dio $6.45\ \text{cm}^2$ se tiene

Para la tercera sección $\frac{M_1}{A_{s1}} = \frac{M_3}{A_{s3}} \Rightarrow A_{s3} = \frac{M_3}{M_1} A_{s1} = \frac{5\ 000 \times 8.4}{10\ 000} = \underline{4.2\ \text{cm}^2}$ la solución exacta daría $3.9\ \text{cm}^2$ la proporción es

El área mínima de acero según el porcentaje mínimo que especifica el código es.

$p_{\min} = 14/f_y = 14/3\ 000 = \underline{0.004\ 67} \Rightarrow A_s = pbd = 0.004\ 67 \times 20 \times 50 = \underline{4.67\ \text{cm}^2}$ según este resultado, el área

calculada para la tercera sección, está fuera de especificación (como vimos en el inciso anterior) y por tanto debe armarse para esta área calculada con el porcentaje mínimo, y no con la obtenida.

Como se puede comprobar, este método aproximado da resultados bastante cercanos a los valores exactos. Los resultados de este método están del lado de la seguridad, pues los brazos de los pares en las distintas secciones son mayores que los supuestos.

VI.2 **SEGÚN LAS RECOMENDACIONES DEL "REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL" Y SUS "NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS" (RCDF-NTC).**

El cálculo de secciones de concreto reforzado, tomando como base la resistencia, lo autorizó como alternativa originalmente el código del ACI en 1956, como propuesta de Charles S. Whitney (hecha en 1937). Pero no fue sino hasta en el código de 1963 que el ACI dio igual categoría a esta teoría -por resistencia- con el método de esfuerzos admisibles -de servicio o trabajo- (teoría elástica).

Las hipótesis que se hacen en este subcapítulo, utilizadas para determinar la resistencia de secciones, han sido empleadas desde el reglamento DDF de 1966.

Por otra parte, el 4 de julio de 1987, al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial, entró en vigor una nueva versión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Las disposiciones que contiene se agrupan en los títulos del I al XIII, de los cuales el que más nos interesa en el presente trabajo es el Título VI "SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES". Las disposiciones relativas a diseño estructural (título mencionado), se refieren exclusivamente a aquellos requisitos aplicables a cualquier material y sistema estructural y a los criterios generales de diseño que se espera sean válidos por un lapso considerable de tiempo²⁰. Las disposiciones relativas a materiales y sistemas particulares se estipulan en Normas Técnicas Complementarias, las cuales tienen la misma validez legal que el Reglamento pero pueden ser modificadas con mayor facilidad, ya que requieren un proceso de legalización más sencillo²¹. En 1987, en la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, se publicaron siete diferentes Normas Técnicas Complementarias, de las cuales, por nuestro tema las que nos interesan son las "Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", publicada el 26 de noviembre

²⁰ Este título incluye, además, disposiciones detalladas relativas a diseño por sismo y a diseño de cimentaciones, por ser temas de particular importancia en el Distrito Federal.

²¹ En esta forma será factible incorporar con prontitud a las Normas los nuevos procedimientos de construcción o de dimensionamiento que vayan siendo aceptados.

de 1987²².

LAS SUPOSICIONES QUE SE HACEN COMO COMPLEMENTO A LAS SUPOSICIONES BÁSICAS VISTAS EN EL CAPÍTULO V SON:

- 1) Para determinar resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio, de las suposiciones básicas enunciadas en el capítulo V de este trabajo y de las presentes suposiciones complementarias.
- 2) El diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, aunque sea²³ torcido en frío, puede considerarse como elasto-plástico ideal. En aceros que no presentan fluencia bien definida, la recta horizontal (plástica) pasará por el esfuerzo convencional de fluencia -método del 0.2%- (ver IV.2.7).
- 3) El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a 2×10^6 Kg/cm² (28.45×10^6 lb/in² ó 196 000 N/m²).
- 4) Para diseñar se usará el valor de la resistencia nominal del concreto a compresión, f_c^* (algunas veces también denominado como esfuerzo reducido del concreto), determinada con la expresión siguiente:

$$f_c^* = 0.8f_c' \quad \text{---} \quad (R') \quad \text{[tanto para concretos clase 1 como 2]}$$

(A diferencia del ACI que considera como resistencia nominal a f_c').

²² El Instituto de Ingeniería, UNAM, edita una serie de publicaciones donde se presentan los comentarios al Título VI del Reglamento de 1987 y a sus Normas Técnicas Complementarias, estos documentos se refieren a los diferentes materiales y sistemas de construcción, dichos documentos ayudan a interpretar y explicar la razón de ser del Título VI del Reglamento y de las diferentes Normas Técnicas Complementarias. Para algunas Normas se incluyen ayudas en el diseño formadas por tablas y gráficas, a fin de evitar repeticiones laboriosas en el uso rutinario de los procedimientos prescritos, y ejemplos, que ilustran la forma de aplicar tales procedimientos.

El material ha sido preparado por el personal técnico del Instituto de Ingeniería y de otras instituciones que intervino en la elaboración del Reglamento y de las Normas Técnicas.

²³ La parte subrayada aparece textualmente en las Normas Técnicas Complementarias como "sea o no", sin embargo, la forma en que se presenta pertenece al grupo de propuestas de modificación a las NTC, que aún sin validez legal actualmente (1994) pues se encuentran en proceso de consulta y revisión; se espera que próximamente entren en vigor, quizá con alguna variación.

El valor f_c^* es, en parte, una medida de la resistencia del concreto en la estructura²⁴. Representa una resistencia tal que la probabilidad de que la resistencia del concreto en la estructura sea menor que dicho valor es aproximadamente de 2 por ciento²⁵. Por otra parte, en f_c^* está incluida la tendencia observada en el sentido de que la resistencia del concreto en la estructura es menor que la obtenida en los cilindros de control. Esta disminución es un efecto normal de las operaciones de colocación (transporte hasta los moldes, compactación, etc), así como de la menor eficacia que normalmente tiene el curado del concreto en la estructura con relación al curado de los cilindros.

- 5) Se supone una distribución uniforme -o prisma rectangular- de esfuerzos de compresión en el concreto, equivalente a la distribución real (en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del Eje Neutro), esta distribución se considera cuando el concreto alcanza su resistencia. Tal esfuerzo se denomina como Esfuerzo uniforme -considerado- del concreto, en la zona de compresión f_c'' , el cual será igual a

$f_c'' = 0.85 f_c^* k_3$	si $f_c^* \leq 250 \text{ Kg/cm}^2$
$f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250} \right) f_c^* k_3$	si $f_c^* > 250 \text{ Kg/cm}^2$

(R'')

cumpliéndose siempre que
 $\left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250} \right) f_c^* \leq 0.85 f_c^*$

es decir el parámetro k_3 , es variable (a diferencia del ACI que lo considera constante)²⁶ (ver V.2.7 y VI.1.1). La variación de k_3 , de 0.85 o menor tiene por objeto tomar en cuenta el cambio en la forma de la curva esfuerzo-deformación del concreto al incrementar su resistencia, ya que el volumen del prisma rectangular equivalente debe ser aproximadamente igual al volumen del prisma real o área

²⁴ Para que sea válida la expresión (R'') deben cumplirse los requisitos de transporte, compactación y curado prescritos en 11.3 de las NTC.

²⁵ El percentil 2 corresponde al planteamiento general de los niveles de seguridad adoptados en el Reglamento.

²⁶ A diferencia del ACI 318, se hace disminuir el esfuerzo medio de compresión del bloque de esfuerzos como función de f_c' , en lugar de su profundidad α . Desde el Reglamento DDF de 1966 se adoptó este criterio, porque permite construir juegos de curvas de interacción (llamadas nomogramas, ábacos o "telarañas") que no dependen de f_c' para dimensionamiento de columnas, y conduce a resultados muy semejantes a los obtenidos con el ACI.

bajo la curva esfuerzo-deformación y sus centroides deben quedar al mismo nivel. lo que el reglamento supone al usar k_1 .

- 6) Este prisma rectangular (o de esfuerzos uniformes medios) tiene una profundidad o peralte " α " = $0.8c$, es decir $k_1 = 0.8$ veces la profundidad del Eje Neutro c , a partir de la fibra de máxima deformación en compresión (ver la figura 6.2), el valor de $k_1 = 0.8$ se considera constante (contrario al ACI que lo considera variable, ver VI.1.2). Este valor considera la variabilidad de la resistencia del concreto con la relación de esbeltez, como vimos en IV.1.11: donde se vio que si se toma arbitrariamente como 100% la resistencia de un cilindro de prueba con relación de esbeltez igual a 2 (altura/lado menor de la base); y según ensayos realizados para esbelteces mayores que 2, la resistencia baja, hasta llegar al 85% aproximadamente, para esbelteces de 6 o más.
- 7) Se acepta que la sección del elemento alcanza su resistencia a una deformación unitaria máxima utilizable del concreto en compresión igual a $\epsilon_{cu} = 0.003$ cm/cm (o milésimas) [Adimensional].

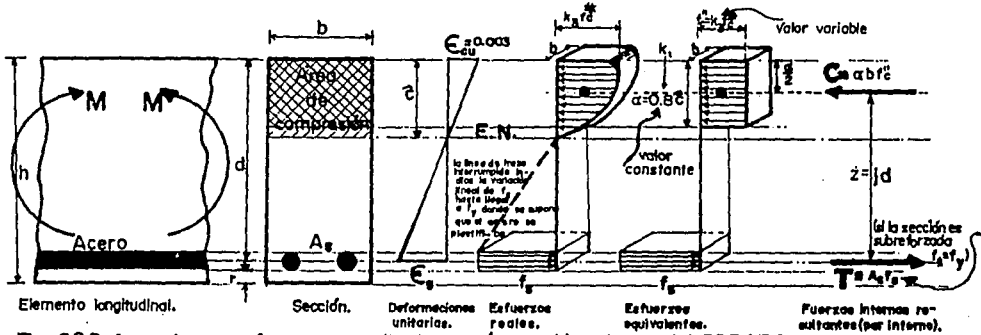


Fig. 6.2. Deformaciones, esfuerzos y resultantes según consideraciones del RDF-NTC.

En la figura anterior se muestra un elemento y su sección de concreto simplemente reforzada, cuando dicha sección, alcanza la resistencia a flexión. Para la cual se tienen las siguientes ecuaciones y definiciones:

$$\begin{array}{l}
 \text{Ley de Hooke} \\
 \boxed{T = A_s f_s} \text{ --- (R1)} \quad \boxed{C = \alpha b f'_c} \text{ --- (R2)} \quad \boxed{z = jd = d - 0.5\alpha} \text{ --- (R3)} \\
 \boxed{Mu = Tz = Cz} \text{ --- (R4)} \quad \boxed{M_s = F_s Mu} \text{ --- (R4.5)}
 \end{array}$$

²⁷ "z" -brazo de palanca interno-, se denota únicamente por "jd" en el ACI.

- T : Fuerza resultante interna de tensión: [Kg, lb, N].
- A_o : Área del acero -de tensión-: [cm², in², m²].
- f_o : Esfuerzo en el acero²⁸: [Kg/cm², lb/in², N/m²].
- C : Fuerza resultante interna de compresión: [Kg, lb, N].
- α : Profundidad o peralte del bloque -o prisma- rectangular equivalente de esfuerzos: [cm², in², m²].
- b : Ancho de la sección o espesor del bloque de esfuerzos: [cm, in, m].
- f' : Resistencia a compresión simple del cilindro de concreto a los 28 días de colado: [Kg/cm², lb/in², N/m²].
- f_o* : Resistencia nominal del concreto a compresión: [U. anteriores].
- f_o** : Esfuerzo uniforme -considerado- del concreto: [vis.].
- h : Peralte total de la sección: [cm, in, m].
- d : Peralte efectivo de la sección; o sea la distancia desde la fibra extrema más comprimida al centroide del área del acero de tensión: [cm, in, m].
- j : Constante menor que la unidad: [Adim].
- z = jd : Brazo interno de palanca entre las fuerzas internas resultantes C y T: [cm, in, m].
- r : Recubrimiento²⁹, r > 2.5 cm (forma parte de la sección pero no influye en los cálculos): [cm, in, m].
- ε_{cu} : Deformación unitaria máxima útil en el concreto, según el RCDF-NTC tiene el valor de 0.003 cm/cm o milésimas: [Adim].
- ε_s : Deformación unitaria en el acero cm/cm o milésimas: [Adim].
- c : Profundidad del Eje Neutro (E.N.) a partir de la fibra más comprimida: [cm, in, m].
- M_u : Momento flexionante de diseño, ideal (o nominal): [Kg-cm, lb-in, N-m]³⁰.
- F_s : Factor de reducción en la capacidad de resistencia: [Adim]. (ver III.3)
- M_s : Momento resistente de diseño, confiable (o de proyecto): [Kg-cm, lb-in, N-m].

²⁸ Como el espesor es muy pequeño en las varillas de acero, éste se supone uniforme y aplicado en el centroide del área de acero.

²⁹ El recubrimiento protege al acero contra la humedad y todo ambiente corrosivo, contra el fuego y además permite la adherencia del concreto con el acero de refuerzo.

³⁰ En unidades métricas también se acostumbra utilizar Kg-m, Ton-cm y Ton-m como presentación de datos o resultados de los momentos; sin embargo, en los cálculos se debe tener cuidado de emplear las unidades congruentes con el sistema arbitrario que estamos manejando, con el fin de evitar posibles errores.

*) **DIMENSIONES DE DISEÑO.**

Las Normas Técnicas Complementarias (en 1.5) especifican que para calcular resistencias, deben hacerse reducciones de dos centímetros en las siguientes dimensiones:

- Espesor de muros
- Diámetro de columnas circulares
- Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares
- Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos
- Ancho de vigas y arcos.

Estas reducciones no son necesarias en dimensiones mayores de 20 cm, ni en elementos donde se tomen precauciones que garanticen que las dimensiones resistentes no serán menores que las de cálculo y que dichas precauciones se consignen en los planos estructurales.

A continuación se tratan los tipos de fallas posibles a flexión, las cuales son: secciones subreforzadas (o de falla a tensión), sobrerreforzadas (o de falla a compresión) y balanceadas (o de falla balanceada).

A) SECCIONES SUBREFORZADAS (O DE FALLA A TENSIÓN).

Si el contenido de acero de la sección es bajo, alcanza su resistencia f_y de cedencia (o límite de fluencia) antes que el concreto alcance su capacidad -a compresión- máxima de $f'_c = k_1 f_c$. La fuerza del acero $T = A_s f_y$ permanece entonces constante a mayores cargas³¹. Una ligera carga adicional provocará que la viga se agriete fuertemente del lado de tensión debido a las elongaciones plásticas grandes en el acero a través de dichas grietas, rechazando con esto al Eje Neutro hacia las fibras más comprimidas, pues se reduce con el agrietamiento el área de compresión, aumentando los esfuerzos del concreto y el brazo de palanca interno, debido a que C y T deben permanecer iguales. Este fenómeno continúa hasta que la pieza falla en forma secundaria a compresión³². A este tipo de falla se le podría denominar más propiamente una "falla a

³¹ Debido a que se supone su diagrama esfuerzo-deformación como elastoplástico ideal (el esfuerzo permanece sobre la línea horizontal, es decir sin cambio).

³² Ver la nota de pie no. 2 del capítulo 5.

tensión primaria". Nótese que el acero por ser dúctil no se fractura (o "revienta") aunque la viga falle en la resistencia a flexión de la sección, a menos que la cuantía de acero sea sumamente pequeña [Las deformaciones de acero muy altas capaces de provocar la fractura, están asociadas con profundidades sumamente pequeñas del Eje Neutro]. A este tipo de falla ("falla a tensión") se le denomina dúctil y es más o menos lenta, además se distingue porque va precedida de fuertes deflexiones y grietas que la anuncian con anticipación:

Para una falla a tensión $f_s = f_y$,

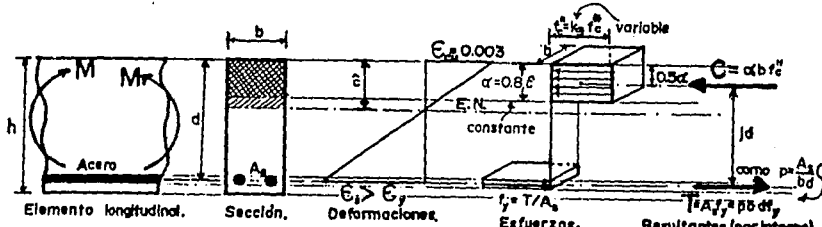


Fig. 62A. Elemento con falla de tensión (sección reforzada), según el RDF-NTC.

Por equilibrio de fuerzas $C=T$ y podemos obtener α de las ecs. R1 y R2

$\alpha b f_c'' = A_s f_y$ de donde

$\alpha = \frac{A_s f_y}{b f_c''}$ --- (R5) de las ecs. R3 y R4

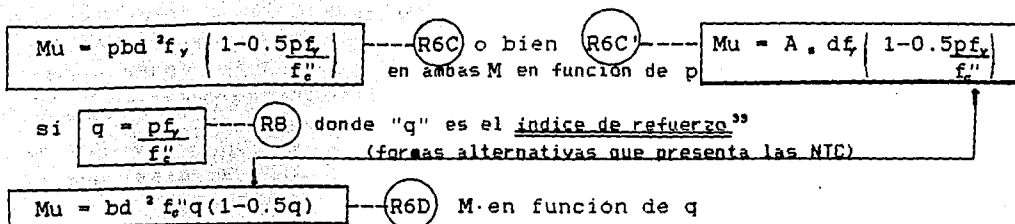
$M_u = Tz = A_s f_y (d - \alpha/2)$ --- (R6A) M en función de α y A_s

Porque la falla es en el acero (tomando momentos con respecto a C)

$M_u = A_s f_y \left(d - 0.5 \frac{A_s f_y}{b f_c''} \right)$ --- (R6B) M en función de A_s

si $p = \frac{A_s}{bd}$ --- (R7) donde "p" es el porcentaje o cuantía de acero longitudinal, de donde $A_s = pbd$ y

$M_u = pbd f_y \left(d - 0.5 \frac{pbd f_y}{b f_c''} \right)$ y $\alpha = \frac{p d f_y}{f_c''}$ --- (R5A)



Las dimensiones b y d se consideran según (VI.2*) en todo el inciso; además recordar que $M_u = F_u \mu$ para todas las ecuaciones R6 de A D.

B) SECCIONES SOBERRERFORZADAS (O DE FALLA A COMPRESIÓN).

Si el contenido de acero de la sección es grande, el concreto alcanza su capacidad máxima de $f_c'' = k_c f_c^*$ antes de que el acero ceda o alcance su esfuerzo de fluencia f_y . Antes de que una viga falle por debilidad a la compresión, el concreto que se encuentra a compresión se acorta considerablemente por los incrementos finales de la carga, aumentando la profundidad del eje neutro, lo que incrementa el área de concreto que soporta compresión y por ende aumenta mucho la C total que puede soportar. Esto se contrarresta ligeramente por una reducción en el brazo de palanca $z = jd$. Este tipo de falla es súbita y prácticamente sin ningún anuncio previo, debido a que los anchos de las grietas de flexión en la zona de tensión del concreto en la sección de falla son pequeñas, debido al bajo esfuerzo del acero. Por sus características este tipo de falla es muy peligrosa, además de antieconómica la mayoría de las veces.

Como $f_c < f_y$ (o sea en el rango elástico) Se obtiene el esfuerzo en el acero en términos de la profundidad del Eje Neutro.

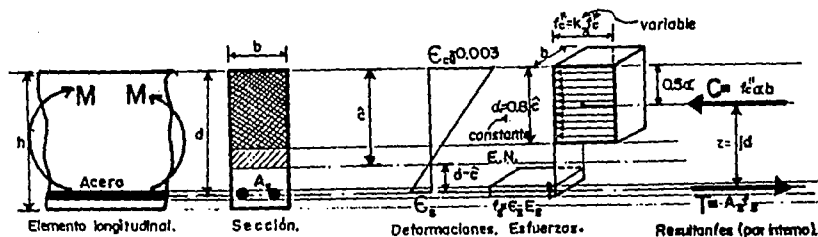


Fig. 6.2B. Elemento con falla de compresión (sección sobrerreforzada), según el RDC-NTC.

³³ Antes muchos textos y el Reglamento denotaban a "q" como "ω". Algunos veces a "q" se le denomina como índice de resistencia.

$$\frac{\epsilon_s}{0.003} = \frac{d-\hat{c}}{\hat{c}} \text{ despejando } \epsilon_s = 0.003 \frac{(d-\hat{c})}{\hat{c}} \text{ y como } f_s = \epsilon_s E_s = 0.003 \frac{(d-\hat{c})}{\hat{c}} E_s$$

Lev de Hooke

recordando $\alpha = k_f \hat{c} \therefore f_s = 0.003 \frac{(d-\alpha/k_1)}{\alpha/k_1} E_s = 0.003 \left(\frac{k_1 d - \alpha}{\alpha} \right) E_s = 0.003 \frac{(k_1 d - \alpha)}{\alpha} E_s$

por equilibrio C=T

$$\alpha b f_s = A_s f_s = A_s \times 0.003 \frac{(k_1 d - \alpha)}{\alpha} E_s \quad \text{como } p = \frac{A_s}{bd} \therefore A_s = pbd$$

$$\alpha^2 b f_s - 0.003 (k_1 d - \alpha) E_s pbd = 0 \quad \text{como } k_1 = 0.8 = \text{Constante (ver VI.2.6)}$$

$$\alpha^2 b f_s - 0.003 (0.8d - \alpha) E_s pbd = 0 \quad \text{donde simplificando nos queda}$$

$$\left(\frac{f_s}{0.003 E_s p} \right) \alpha^2 + \alpha d - 0.8d^2 = 0 \quad \text{--- (R9) que es una ecuación cuadrática en } \alpha, \text{ la cual se puede resolver con la ecuación general de segundo grado.}$$

Se puede obtener α de la ecuación anterior y con ello μ de las ecuaciones

$$z = jd = d - 0.5\alpha \quad \text{--- (R3) y } \mu = Cz \quad \text{--- (R4)}$$

Porque la falla es en compresión.

o lo que es lo mismo de la forma siguiente

$$\mu = \alpha b f_s (d - 0.5\alpha) \quad \text{--- (R10)}$$

No tiene caso utilizar $M_n = F_n \mu$, debido a que estas secciones por la peligrosidad de su falla, además de ser antieconómicas, por lo general no se usan. "b" y "d" según (VI.2*).

C) SECCIONES BALANCEADAS (O DE FALLA BALANCEADA).

La falla ocurre simultáneamente para ambos materiales; es decir, el concreto alcanza su resistencia a compresión de $f_c^* = k_c f_c^* - y/a^3$ la

³⁴ El y/a indica con la "y" que deben cumplirse las dos condiciones y con la "a" la interdependencia o relación biunívoca que debe existir entre ambas, es decir según el código deben presentarse al mismo tiempo. Todo esto significa que cuando se llega a la resistencia uniforme considerada, se tiene una deformación máxima útil en el concreto de 0.003, y a la inversa cuando se presenta una deformación en el concreto de 0.003 debe considerarse que se está teniendo la resistencia uniforme que considera el código.

deformación unitaria máxima utilizable $\epsilon_{cu} = 0.003$ - a la vez que el acero llega también a su límite de fluencia f_y , dependiendo esto de una cuantía específica de acero. Esta falla también es peligrosa por la probabilidad de falla en compresión, frágil y muchas de las veces en forma explosiva.

El acero alcanza f_y , y el concreto $f_c'' = k_1 f_c^*$.

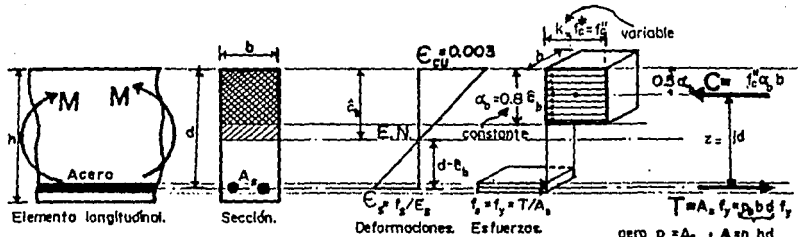


Fig 62C. Elemento con falla balanceada (sección balanceada), según el RDF-NTC.

$T = A_s f_y = \rho b d f_y$
 pero $\rho_b = \frac{A_s}{bd}$; $A_s = \rho b d$
 Resultantes (por interno).

$\therefore \epsilon_s = f_y / E_s$ y según la figura y por relación (o proporción) de triángulos

$$\frac{f_y / E_s}{0.003} = \frac{d - c_b}{c_b} \quad c_b: \text{Profundidad del eje neutro para una falla balanceada.}$$

$$c_b = \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \left(d \right) \quad \text{como } \alpha = k_1 c \text{ y empleando el valor de } c_b \text{ obtenemos}$$

$$\alpha_b = \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \left(k_1 d \right) \quad \text{--- (Ra)} \quad \alpha_b: \text{Peralte o profundidad del bloque de esfuerzos rectangular prismático equivalente, en una falla balanceada.}$$

Por equilibrio $C = T$ o sea $\alpha_b f_c'' = \rho b d f_y$ (ver la figura)

$$\rho_b = \frac{\alpha_b f_c''}{d f_y} \quad \text{--- (Rb)} \quad \text{sustituyendo Ra en la ecuación anterior Rb (y recordando que } k_1 = 0.8 \text{ según el Reglamento)}$$

$$\rho_b = \frac{0.8 f_c'' \left(\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right)}{d f_y} \quad \text{--- (R11A)}$$

Las NTC reducen el porcentaje a 75% por razones que se expondrán en lo siguiente.

ahora bien si sustituimos $E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ y simplificamos nos queda

$$p_b = \frac{f_c''}{f_y} \left(\frac{4800}{6000 + f_y} \right)$$

R11A'

Las NTC reducen el porcentaje a 75% por razones que se expondrán en lo siguiente.

si las ecuaciones R11A y R11A' las multiplicamos por $b d$ obtenemos el área de acero correspondiente (forma como aparece en las NTC). recordar que $A_s = p b d$.

$$P_{max} = \frac{0.75 \times 0.8 f_c'' \left(\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right)}{f_y}$$

R11B

ahora bien si sustituimos $E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ y simplificamos nos queda

$$P_{max} = \frac{f_c''}{f_y} \left(\frac{3600}{6000 + f_y} \right)$$

R11B'

si multiplicamos por $b d$ obtenemos el área máxima (forma en que aparece en las NTC). recordar que $A_s = p b d$.

Para obtener el momento empleamos la ecuación para secciones subreforzadas R6C. sólo que con el porcentaje de acero p_b (teórico) o bien con $p_{max} = 0.75 p_b$.

$$M_u = p b d^2 f_y \left(1 - 0.5 p \frac{f_y}{f_c''} \right)$$

R6C

(repetida)

M en función de p

En todas las ecuaciones anteriores de este inciso b y d según (VI.2*).

C1) REFUERZO MÁXIMO EN FLEXIÓN.

Las NTC especifican que el porcentaje máximo (o área) de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él. En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el porcentaje máximo de acero de tensión será el 75 por ciento del correspondiente a la falla balanceada. Este

ultimo límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas. Por tanto podemos resumir que

$$p_b = \frac{f_c''}{f_y} \left(\frac{4\ 800}{6\ 000 + f_y} \right) \quad \text{--- R11A' } \quad \text{porcentaje máximo en zonas no sísmicas}$$

$$p_{max} = \frac{f_c''}{f_y} \left(\frac{3\ 600}{6\ 000 + f_y} \right) \quad \text{--- R11B' } \quad p_{max} = 0.75 p_b \quad \text{porcentaje máximo en zonas sísmicas}$$

VI.2.1 CONSIDERACIONES SOBRE LOS TIPOS DE FALLA.

La falla que se presente depende de que si el porcentaje de acero de la sección "p" es menor o mayor que "p_b":

- cuando $p < p_b$ ocurre una falla de tensión (sección subreforzada)
- cuando $p = p_b$ ocurre una falla balanceada (sección balanceada)
- cuando $p > p_b$ ocurre una falla de compresión (sección sobrerreforzada)

También la profundidad del Eje Neutro depende de la cuantía de acero. Una inspección de la figura 6.2.1 revela que si "p" para la sección es menor que p_b, entonces $c < c_b$ y $\epsilon_s > f_y/E_s$; en consecuencia ocurre una falla a tensión. Análogamente, si $p > p_b$, entonces $c > c_b$ y $\epsilon_s < f_y/E_s$, y entonces ocurre una falla a compresión.

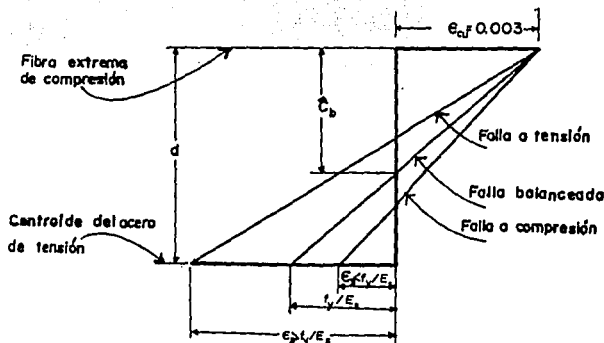


Fig.6.2.1 Perfiles de deformación en la resistencia a la flexión.

Es necesario limitar el área del acero a una fracción del área balanceada, debido a que como lo indica la ecuación para el porcentaje de acero balanceado R11A, si la resistencia de fluencia (o de cedencia) f_y del acero es mayor que la especificada, o la resistencia del concreto es menor que la considerada, puede ocurrir una falla a compresión en una viga que esté cargada a la resistencia máxima³⁵. Por lo que para evitar las vigas sobrerreforzadas en zonas sísmicas, el RDF-NTC limita el porcentaje de refuerzo al 75% del valor correspondiente a las secciones balanceadas.

Los porcentajes cercanos al valor correspondiente a la viga balanceada, suelen ser muy elevados y se traducen en un número de barras muy grande cuya colocación ofrece con frecuencia dificultades y además, se presentan siempre grandes flechas.

El RDF en su art. 184 especifica que en las vigas de construcciones comunes, la revisión del estado límite de deformación se considera cumplida si se comprueba que la flecha vertical del elemento -la cual incluye los efectos a largo plazo o deformaciones diferidas-, no excede el valor del claro entre 240, más 0.5 cm.

$$Y_{max} = \frac{l}{240} + 0.5 \quad \text{--- (R12A)} \quad \text{donde } Y_{max}: \text{ flecha vertical máxima (cm)}$$

donde l: claro del elemento (cm)

$$Y_{max} = 2 \left(\frac{l}{240} + 0.5 \right) \quad \text{--- (R12A')} \quad \text{(para elementos en voladizo)}$$

Además, para miembros cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables, debe considerarse como estado límite una flecha, medida después de la colocación de los elementos no estructurales, igual al claro entre 480, más 0.3 cm.

$$Y_{max} = \frac{l}{480} + 0.3 \quad \text{--- (R12B)} \quad \text{donde } Y_{max}: \text{ flecha vertical máxima (cm)}$$

donde l: claro del elemento (cm)

$$Y_{max} = 2 \left(\frac{l}{480} + 0.3 \right) \quad \text{--- (R12B')} \quad \text{(para elementos en voladizo)}$$

³⁵ En consecuencia, una resistencia de cedencia (o fluencia) del acero superior a la especificada podría conducir a una falla frágil (o a compresión), aunque a un momento superior de flexión. De la misma forma, una resistencia inferior del concreto a la especificada puede conducir a una falla a compresión, la cual se presenta a un momento flexionante más bajo que el considerado al dimensionar la sección.

Como se muestra, para elementos en voladizo los límites especificados se multiplican por dos³⁶.

Por otra parte también las vigas con porcentajes muy pequeños, suelen fallar subitamente³⁷; para evitar ese riesgo las NTC especifican que el refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, debe ser el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no reducido \bar{f}_r , definido en 1.4.1 de las NTC.

Sin embargo, las NTC también permiten la opción de calcular el área mínima de refuerzo en secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, con la siguiente expresión aproximada

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad \text{--- R13A}$$

Si la ecuación anterior, la dividimos entre bd , obtendremos el límite o porcentaje mínimo (recordar que $A_s = pbd$), en función de f'_c y f_y ,

$$p_{\text{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \text{--- R13B}$$

y con ello poder comparar de alguna forma con el ACI, el cual presenta las ecuaciones siguientes únicamente en función de f_y (ver VI.1.1)

$$\begin{aligned} p_{\text{min}} &= 14/f_y && \text{con } f_y \text{ en [Kg/cm}^2\text{]} \\ p_{\text{min}} &= 200/f_y && \text{con } f_y \text{ en [lb/in}^2\text{]} \\ p_{\text{min}} &= 1.38/f_y && \text{con } f_y \text{ en [N/m}^2\text{]} \end{aligned} \quad \left| \quad \text{--- 13}$$

Es interesante observar que si sustituimos diferentes valores de f'_c y f_y , en R13B y con el mismo valor de f_y en 13, obtendremos valores más pequeños con el RDF para valores normales de la resistencia del concreto

³⁶ De lo anterior podemos decir, que a diferencia del ACI que propone un límite de deformación dependiente del porcentaje de acero $p = 0.18 f'_c / f_y$ (ver VI.1.1) el RDF presenta ya valores de flechas máximas.

³⁷ Esto debido a que si la cuantía de refuerzo es muy baja, la resistencia a flexión calculada en una sección de concreto reforzado, es inferior al momento flexionante requerido para agrietar dicha sección, por ello, la falla se presenta repentina y frágil (el acero se "revienta").

y muy parecidos a los del ACI para valores de alta resistencia (de 350 Kg/cm² en adelante).

Los términos *sobrerreforzado* y *subreforzado*, aplicados al caso de elementos con acero sin un límite de fluencia bien marcado -como en el caso de aceros trabajados (doblados o torcidos) en frío-, no tienen más sentido que el de indicar el grado de ductilidad. En este caso la condición balanceada no está claramente definida.

VI.2.2 RECUBRIMIENTO, TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADOS, SEPARACIÓN ENTRE BARRAS INDIVIDUALES y PAQUETES DE BARRAS (según NTC). Resistencia-cuantía de acero (M_n -p).

a) Recubrimiento.

En elementos no expuestos a la intemperie, el recubrimiento libre de toda barra de refuerzo o tendón de preesfuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado a continuación:

En columnas y trabes, 2.0 cm; en losas 1.5 cm, y en cáscarones 1.0 cm.

Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

En elementos estructurales colados contra el suelo, el recubrimiento libre mínimo, además de cumplir con los requisitos anteriores, será 5 cm si no se usa plantilla y de 3 cm si se usa plantilla.

En elementos estructurales que van a quedar expuestos a la intemperie, se duplicarán los valores de los párrafos anteriores.

Los recubrimientos antes señalados se incrementarán en miembros expuestos a agentes agresivos (ciertas sustancias o vapores industriales, terreno particularmente corrosivo, etc.)

b) Tamaño máximo de agregados.

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes, un tercio del espesor de losas, ni dos tercios de la separación horizontal libre mínima entre barras, o tendones de preesfuerzo. Estos requisitos pueden omitirse cuando las condiciones del concreto fresco y los procedimientos de compactación que se aplique permitan colocar el concreto sin que queden huecos.

c) Separación entre barras individuales.

La separación entre barras paralelas (excepto en columnas y

entre capas de barras en vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. Esto último con la salvedad indicada en VI.2.2.b.

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre las capas no será menor que el diámetro de las barras, ni que 2 cm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

d) Paquetes de barras.

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de dos barras cada uno en columnas y de tres en vigas.

A. Torres H. [ref 33] propone valores para el recubrimiento en vigas, medido desde el refuerzo principal hasta la superficie libre del miembro:

- a) Recubrimiento mínimo para áreas no expuestas a la intemperie: 2 cm para barras N° 7 o menores y 1 diámetro para barras mayores.
- b) Recubrimiento mínimo para superficies expuestas a la intemperie, o en cocinas y baños o superficies constantemente en contacto con el agua como en los tanques de almacenamiento: 3 cm para barras N° 7 o menores y 1.5 diámetros para barras mayores.

En ningún caso el recubrimiento de los estribos debe ser menor de 1 cm.

Resistencia-cuantía de acero. La curva de la figura 6.2.2 muestra como varía la resistencia a flexión con el porcentaje o cuantía de acero (también pudo haberse graficado con A_s). Las ecuaciones empleadas para determinar la gráfica son las antes expuestas, variando el área de acero A_s -y por ende el porcentaje o cuantía de acero p - para un caso específico, desde cero hasta valores muy altos. Debe notarse que en la región de falla a tensión el momento de resistencia no aumenta linealmente con el área o porcentaje de acero, esto se debe a que aunque la fuerza en el acero sí aumenta linealmente, el brazo de palanca disminuye al aumentar la cuantía de acero.

En la región de falla a compresión el aumento en el momento de resistencia con el área (o la cuantía) de acero es sumamente pequeño, debido a que tanto el esfuerzo del acero como el brazo de palanca disminuyen al aumentar el área acero en esta región. En consecuencia, se gana poca resistencia adicional a flexión, al aumentar la cuantía -o bien el área- del acero por encima de la correspondiente a una falla balanceada. Este y otros ejemplos en ingeniería estructural, nos llevan a la conclusión de que una lógica formal no tiene porque ser compatible

con una lógica estructural; pues podría pensarse -como el común de la gente- que al aumentar la cuantía (o bien el área de acero) se aumentaría también indefinidamente la resistencia de una sección.

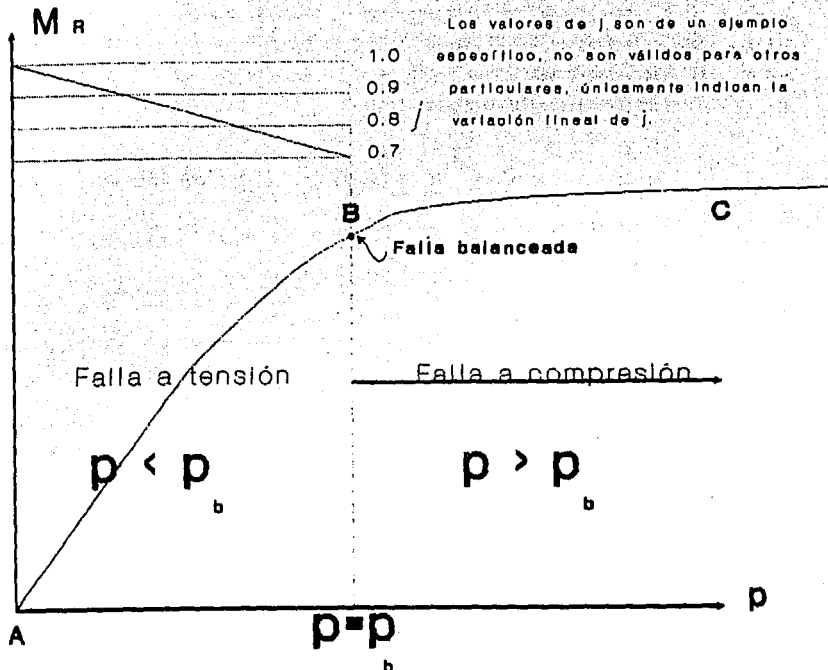


Fig. 6.2.2 Resistencia a flexión en una sección de concreto simplemente reforzada con distintas cuantías de acero.

Según lo visto en VI.1.A B y C para encontrar la resistencia de una sección simétrica cualquiera, de características conocidas, se determina primero la posición del Eje Neutro planteando una ecuación con base en el equilibrio interno o también puede hacerse por un tanteo (método por iteraciones). La suma de los momentos es la resistencia a momento de la sección. Así también puede localizarse el centro de gravedad de las fuerzas de tensión y calcular entonces los momentos de las fuerzas de compresión con respecto a este centro o viceversa.

EJEMPLOS DE REVISIÓN

Ejemplo 1. Una sección rectangular simplemente reforzada tiene un ancho $b = 25$ cm y un peralte efectivo $d = 45$ cm. El concreto tiene una resistencia de cilindro a compresión $f'_c = 210$ Kg/cm². El acero tiene un módulo de elasticidad $E_s = 2 \times 10^6$ Kg/cm² (según NTC) y un esfuerzo de fluencia $f_y = 2310$ Kg/cm². Calcular la resistencia a flexión para las siguientes áreas de acero:
a) 4 in², b) 3 in² y c) la correspondiente a la falla balanceada.

Datos:

$$b = 25 \text{ cm} \quad d = 45 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad E_s = 2\,000\,000 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 2\,310 \text{ Kg/cm}^2$$

Incógnita: $M_u = ?$

Solución:

$$f^*_c = 0.85 f'_c = 0.8(210) = 168 \text{ Kg/cm}^2$$

como $f^*_c < 250 \text{ Kg/cm}^2$ por tanto $k_2 = 0.85$ (ver VI.2.5) y entonces

$$f^*_c = k_2 f^*_c = 0.85 f^*_c = 0.85(168) = 143 \text{ kg/cm}^2$$

- Las dimensiones son mayores de 20 cm, por tanto no se reducen según VI.2.4.

- Primero calculamos el porcentaje de acero de la sección balanceada para comparar por ello, usando la ecuación \bar{M}_{11A} (también puede emplearse la \bar{M}_{11A}).

$$p_b = \frac{f^*_c}{f_y} \left[\frac{4\,300}{6\,000 + f_y} \right] = \frac{143}{2\,310} \left[\frac{4\,300}{6\,000 + 2\,310} \right] = 0.027\,73$$

a) Con $A_s = 4$ in² \rightarrow como $\frac{1}{4}$ in² = (2.54 cm)² resolviendo la regla de tres $A_s = \frac{4(2.54)^2}{1} = 25.31$ cm²

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{25.31}{25 \times 45} = 0.023 < p_b \text{ por lo tanto es una sección subreforzada y la falla es a tensión.}$$

El Reglamento indica que el porcentaje máximo en zonas no sísmicas (debido a que no se indica) es el balanceado; y el mínimo debe ser

$$p_{\text{MIN}} = \frac{0.7(f'_c)^{1/2}}{f_y} = \frac{0.7(210)^{1/2}}{2\,310} = 0.003\,61 < p \text{ por tanto "p" se encuentra en el intervalo adecuado.}$$

Podemos utilizar cualquiera de las ecuaciones \bar{M}_{6A} , B, C o D, pero utilicemos la \bar{M}_{6B} por ser más sencilla y cómoda en este caso.

$$M_u = A_s f_y \left[d - 0.5 \frac{A_s f_y}{b f^*_c} \right] = 25.81(2\,310) \left[45 - 0.5 \frac{(25.81 \times 2\,310)}{25 \times 143} \right] = 2\,528\,005 \text{ Kg-cm}$$

Como se trata de la revisión de una estructura real $M_x = F_x \mu$ (con $F_x = 0.9$ para flexión).

$$M_x = F_x \mu = 0.9 \times 2528005 = 2275205 \text{ Kg-cm} \approx 2270 \text{ ton-cm} = 22.7 \text{ ton-m}$$

b) Con $A_s = 8 \text{ in}^2 \rightarrow A_s = \frac{8(2.54)^2}{1} = 51.61 \text{ cm}^2$

$p = \frac{M_x}{bd} = \frac{51.61}{25 \times 45} = 0.046 > p_b$ Por tanto es una sección sobrerreforzada y la falla se presenta a compresión.
determinando α con la ecuación R9.

$$\left[\frac{f''_c}{0.003E_c p} \right] \alpha^2 + \alpha d - 0.8d^2 = 0 \rightarrow \left[\frac{143}{0.003 \times 2000000 \times 0.046} \right] \alpha^2 + 45\alpha - 0.8(45)^2 = 0.5181159\alpha^2 + 45\alpha - 1620 = 0$$

\uparrow a \uparrow b \uparrow c

RESOLVIENDO POR MEDIO DE LA ECUACIÓN GENERAL DE SEGUNDO GRADO

$$\alpha_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-45 \pm \sqrt{(45)^2 - 4(0.5181159)(-1620)}}{2(0.5181159)} = \frac{-45 \pm 73.36}{1.03623} \rightarrow \alpha_1 = 27.37 \text{ cm ok.}$$

$\alpha_2 = -115.8 \text{ cm} \leftarrow$ ESTA RAZ NO SATISFACE EL PROBLEMA.

podemos aplicar la eq. R3 y después la R4, pero utilicemos la R10 donde están incluidas las dos, para obtener μ .

$$\mu = \alpha b'' c (d - 0.5\alpha) = 27.37 \times 25 \times 143 (45 - 0.5 \times 27.37) = 3064102 \text{ Kg-cm} \approx 3060 \text{ ton-cm} = 30.6 \text{ ton-m}$$

NOTA: EN ESTE INCISO, NO TIENE CASO EMPLEAR LA ECUACIÓN $M_x = F_x \mu$ DEBIDO A QUE NO SE DEBEN EMPLEAR SECCIONES SOBERRERFORZADAS AL DISEÑAR O PROYECTAR ESTRUCTURAS, ESTO SE DEBE AL PELIGRO QUE IMPLICA LA FALLA FRÁGIL QUE SE PRESENTA.

c) Sección balanceada $p = p_b = 0.028$

Usando la ecuación R6C, y debido a que la sección es balanceada podemos utilizar ecuaciones para determinar μ de falla en tensión o compresión, pero la ecuación R6C es la que se adapta, porque esta en función de "p" (ver U1.2 C)).

$$\mu = pbd^2 f_y \left[1 - 0.5 \frac{p f_y}{f''_c} \right] = 0.028 \times 25 (45)^2 \times 2810 \left[1 - 0.5 \frac{0.028 \times 2810}{143} \right] = 2887384 \text{ kg-cm}$$

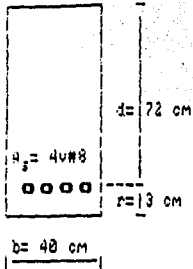
Como se trata de la revisión de una estructura real $M_x = F_x \mu$ (con $F_x = 0.9$ para flexión).

$$M_x = F_x \mu = 0.9 \times 2887384 = 2598646 \text{ Kg-cm} \approx 2600 \text{ ton-cm} = 26.0 \text{ ton-m}$$

COMPARACIÓN: A diferencia del ACI el RDC-NTC, sí permite dimensionar con el porcentaje de acero balanceado, aunque aclarando que sólo en zonas sísmicas (comparar con el e.j.m. de la pag. 101).

Ejemplo 2. Determinar el momento resistente ideal M_u de una viga rectangular simplemente armada. Investigando si falla en tensión o en compresión. Si la falla es en tensión, obtener el momento resistente confiable M_u de acuerdo a los datos presentados y siguiendo los incisos siguientes:

- a) por el método iterativo (o de prueba y error)
- b) por fórmulas



Datos: suponer una zona sísmica

$$A_s = 4U\#8 (\text{acero A-36}) = 20.27 \text{ cm}^2 \quad f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 36\,000 \text{ lb/in}^2 = 2\,530 \text{ Kg/cm}^2$$

Inocognitas:

$$M_u = ?$$

$$M_u = ?$$

Solución:

$$f''_c = 0.8f'_c = 0.8(210) = 168 \text{ kg/cm}^2$$

(como $f''_c < 250 \text{ Kg/cm}^2$ por tanto $k_3 = 0.85$ (ver VI.2.51) y entonces

$$f''_c = k_3 f''_c = 0.85 f''_c = 0.85(168) = 143 \text{ kg/cm}^2$$

- Las dimensiones son mayores de 20 cm, por tanto no se reducen según VI.2*.

a) Método iterativo o del bloque de esfuerzos.

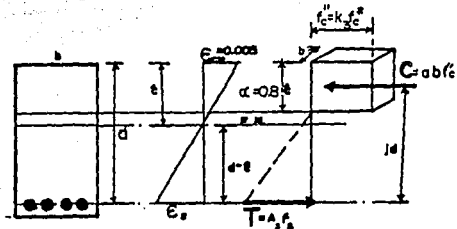
- Cálculo de la Profundidad del Eje Neutro. Si suponemos (según la figura) que se alcanza f_y , es decir que el acero fluye y se presenta una falla a tensión.

$$\text{Como } C=T \rightarrow \langle bf'c = A_s f_y$$

$$x = \frac{A_s f_y}{bf'c} = \frac{20.27 \times 2\,530}{40 \times 143} = 8.97 \text{ cm} \quad \text{y como } \langle = k_1 \xi \text{ por tanto } \xi = \frac{\langle}{0.8} = \frac{8.97}{0.8} = 11.21 \text{ cm}$$

recordar que $k_1 = 0.80$.

(con el ACI $\langle = 7.18$ y $\xi = 0.45$, es decir, los valores son mayores con el RDF-NTC)



- Determinando si el tipo de falla, en realidad es de tensión como se supuso; para lo cual calculemos la deformación máxima que se presenta en el concreto cuando el acero principia a fluir. Como se está suponiendo que el acero fluye, entonces:

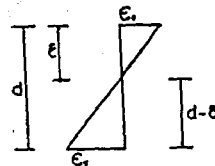
$f_s = f_y$ y $\epsilon_s = \epsilon_y$ y utilizando proporciones en el diagrama de la derecha.

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} = \frac{\xi}{d-\xi} \quad \epsilon_c = \frac{\epsilon_s \xi}{d-\xi} \quad \text{y como } \epsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{2\,530}{2\,000\,000} = 0.001265 \text{ cm/cm}$$

LEY DE HOOKE

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_s \xi}{d-\xi} = \frac{0.001265 \times 11.21}{72-11.21} = 0.00024 \ll \epsilon_{cu} = 0.003 \text{ cm/cm}$$

POR TANTO, LA VIGA SE FALLA A TENSION



- Cálculo del momento resistente.

Como ya sabemos que la viga es subreforzada (falla a tensión), emplearemos la ecuación R6H de falla a tensión. Esto por facilitarse al estar en función de α y M_s .

$M_u = M_s \cdot f_y = (d - 0.5x) = 20.25 \times 2.530(72 - 0.5 \times 6.97) = 3.456.362 \text{ Kg/cm}^2$. Pero se revisa una estructura real, por lo que tenemos que emplear el factor de reducción de resistencia ($F_R = 0.9$ para flexión).

$$M_R = F_R M_u = 0.9(3.456.362) = \underline{3.113.066 \text{ Kg-cm} = 3.113 \text{ ton-cm} = 31.13 \text{ ton-m}}$$

b) Cálculo por fórmulas.

- Obtención del porcentaje (o cuantía) de acero "p".

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{20.27}{40 \times 72} = 0.00704 \quad (\text{se recomienda usar cinco decimales esto por tratarse de un porcentaje que influye mucho en las características de la sección, con una pequeña variación de este}).$$

como se supone una zona sísmica el valor de "p" no debe de exceder el máximo permitido por el reglamento de $P_{MAX} = 0.75p_b$ (según la ec. R11B')

$$P_{MAX} = 0.75p_b = \frac{f''c \left[\frac{3.600}{f_y \left[\frac{3.600}{f_y} + F_y \right]} \right]}{2.530 \left[\frac{3.600}{f_y} + 2.530 \right]} = 0.02385 \quad \text{por tanto } p = 0.00704 << P_{MAX}$$

COMO EL PORCENTAJE DE ACERO DE LA VIGA ES MUCHO MENOR (<<) QUE EL LIMITE P_{MAX} QUE INDICA EL REGLAMENTO, EL CUAL CORRESPONDE AL 75% DE LA SECCION BALANCEADA! CONCLUIMOS QUE LA VIGA ES SUBREFORZADA (Y SEGURA DE NO FALLAR EN COMPRESION YA QUE CUMPLE CON EL REGLAMENTO) Y LA FALLA POR TANTO SE PRESENTA EN TENSION. Ahora revisemos que sobrepasa el porcentaje mínimo (ec. R13B) $P_{MIN} = 0.7(f''c)^{1/2} / f_y = 0.7(143)^{1/2} / 2.530 = 0.00356$, como también esté es el caso concluimos que "p" se encuentra en el intervalo de valores adecuado.

- Cálculo del momento resistente.

De la ecuación R8 obtenemos el índice de refuerzo "q".

$$q = \frac{p f_y}{f''c} = \frac{0.00704 \times 2.530}{143} = 0.12455 \quad (\text{se recomienda usar cinco decimales}).$$

de la ecuación R6D (usada por la comodidad de estar en función de "q").

$$M_u = bd^2 f''c q (1 - 0.5q) = 40(72)^2 \times 143 \times 0.12455 (1 - 0.5 \times 0.12455) = 3.463.221 \text{ Kg-cm}$$

$$M_R = F_R M_u = 0.9(3.463.221) = \underline{3.116.899 \text{ Kg-cm} = 3.117 \text{ ton-cm} = 31.17 \text{ ton-m}}$$

VI.2.4 DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES.

La revisión (o análisis) y el dimensionamiento son problemas relacionados que, sin embargo, tienen diferencias fundamentales y requieren técnicas diferentes. Es indispensable que se entienda claramente estas diferencias.

Los ejemplos del inciso VI.2.3 ilustraron casos que se presentan en la práctica, y que consisten en que, dada la geometría de la sección transversal de una viga y la cuantía o bien el área de acero, se debe determinar el momento resistente confiable³⁸; y una vez obtenido este, se puede calcular la carga viva de trabajo o de servicio que puede soportar el elemento en estudio. A tales problemas se les llama de revisión.

Cuando se fija en cambio, la resistencia máxima de los materiales (acero y concreto) y el momento flexionante máximo que debe soportar el elemento; y se pide la escuadría³⁹ y el área de acero (A_s), el problema se llama de dimensionamiento (o de proyecto). Es evidente que siendo variables b , d , y A_s , hay un grupo muy grande de secciones que satisfacen el problema porque tienen las mismas resistencias, de manera que antes de que el proyectista pueda obtener una solución a un problema de dimensionamiento, debe suponer el valor de una o más de estas variables.

En el análisis o revisión para determinar cargas o momentos admisibles, el proyectista trata con vigas dadas, conoce tanto sus dimensiones como el acero. En cada caso existe un Eje Neutro único, que corresponde a esas dimensiones y cantidad de acero especiales y no a los deseos del proyectista.

³⁸ Algunas veces a este momento se le denomina como momento último o máximo, donde las palabras "último" y "máximo" no dejan de parecer exageradas, pues como se vio en III.1.3, en el análisis -elástico- que se hace a la estructura no se toman en cuenta las deformaciones plásticas, que están más allá del rango elástico y que provocan el feliz fenómeno de redistribución de momentos. En otras ocasiones se le denomina más propiamente MOMENTO RESISTENTE -MÁXIMO CONFIABLE-.

³⁹ Se llama escuadría a las dimensiones de la sección, es decir a "b" y "d" (y h).

Al dimensionar se conocen las cargas y las resistencias de los materiales y es necesario fijar algunas o todas las dimensiones. Aquí el calculista tiene algún control sobre la situación del Eje Neutro. Puede moverlo si necesita hacerlo, en el grado en que las dimensiones al cambiar puedan alterar el equilibrio entre las áreas de tensión y de compresión.

Antes se mencionó que el Reglamento especifica que $p \leq 0.75p_c$, para evitar una falla a compresión en zonas sísmicas; nótese que se expresa el mismo límite por $T=0.75T_c$ ó $C=0.75C_c$, y para el caso sencillo de una viga rectangular también dicho requerimiento se puede especificar como $\epsilon \leq 0.75\epsilon_c$ ó $\alpha \leq 0.75\alpha_c$ (esta última es la forma más directa para una viga rectangular). para la ecuación R_a la cual da el peralte del bloque de esfuerzos rectangulares (prisma rectangular) para la falla balanceada α_c . Esto quiere decir que el peralte máximo permitido del bloque (prisma) rectangular de esfuerzo de compresión en zonas sísmicas es

$$\alpha_{max} = 0.75\alpha_c = 0.75 \times \frac{0.003E_s}{0.003E_s + f_y} (k_1 d) \quad \text{---(a1)---} \quad \alpha_{max} : \text{Peralte o profundidad máxima del bloque de esfuerzos permitida por el código.}$$

Recordar que $k_1 = 0.8 = \text{cte.}$ (según RDF-NTC)

Las fallas a la compresión⁴⁰ son peligrosas en la práctica, debido a que ocurren repentinamente (y con frecuencia en forma explosiva), dando poca advertencia visible (es decir son frágiles). Por el contrario, las fallas a la tensión (secciones subreforzadas) están precedidas por grietas grandes del concreto y tienen un carácter dúctil que las anuncian con anticipación, lo que a veces en forma chusca se denomina "hora de correr", la cual da la pauta para posibles reparaciones o evacuación de las construcciones. Por lo anterior, las secciones subreforzadas o de falla de tensión son por lo general las empleadas al dimensionar o proyectar en el diseño estructural.

Como se ha mencionado (en el diseño estructural), al dimensionar o

⁴⁰ Las que se presentan en secciones sobrerreforzadas y muchas de las veces en las balanceadas (ver la nota de pie de pág. 35 de este capítulo).

proyectar se utiliza una resistencia confiable, de F_R x resistencia ideal, en donde F_R es el factor de reducción de capacidad resistente. Conviene repetir que la ecuación que hemos estado y seguiremos empleando es $M_R = \bar{F}MU$, que en este caso (secciones simple reforzadas por el RDF-NTC) la usaremos para las ecuaciones R6A, B, C y D. Las cuales quedarían como:

$$M_R = F_R I_z = F_R A_s f_y (d - \alpha/2) \quad \text{--- R6A}_d \quad M \text{ en función de } \alpha \text{ y } A_s$$

Porque la falla es en el acero (tomando momentos con respecto a C)

$$M_R = F_R A_s f_y \left(d - 0.5 A_s f_y / b f_c'' \right) \quad \text{--- R6B}_d \quad M \text{ en función de } A_s$$

si $p = \frac{A_s}{bd}$ --- R7 p : porcentaje o cuantía de acero longitudinal.

$$M_R = F_R p b d^2 f_y \left(1 - 0.5 p f_y / f_c'' \right) \quad \text{--- R6C}_d \quad M \text{ en función de "p"}$$

$$M_R = F_R A_s d f_y \left(1 - 0.5 p f_y / f_c'' \right) \quad \text{--- R6C}'_d \quad M \text{ en función de "p" y } A_s$$

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad \text{--- R8} \quad q: \text{índice de refuerzo}^{41}$$

Formas que presenta las NTC.

$$M_R = b d^2 f_c'' q (1 - 0.5 q) \quad \text{--- R6D} \quad M \text{ en función de } q$$

Las dimensiones b y d se consideran según (VI.2*) en todas las ecs.

Recordar que $F_R = 0.9$ para flexión (ver III.3)

Se pueden elaborar una gran cantidad de auxiliares para el dimensionamiento, ya sea en forma de tablas y gráficas; lo bien se pueden encontrar ya publicadas por distintos investigadores u organismos. En el apéndice C se presentan algunas gráficas para valores especificados de f_c'' (o f_c') y f_y lo que permite a uno obtener soluciones sumamente rápidas

⁴¹ Antes muchos textos y el Reglamento denotaban a "q" como "ω".

para las secciones⁴².

También es posible utilizar un método iterativo (de prueba y error) para el dimensionamiento de secciones (uno de los cuales emplearemos en este trabajo), en el que conociendo el momento y suponiendo la escuadria de la viga, se estima el brazo de palanca interno $jd = d - 0.5\alpha$. Este método puede ser muy conveniente debido a que el brazo de palanca interno no es muy sensible a la variación de la cuantía de acero dentro de los límites prácticos, como puede observarse en la fig. 6.1.2. Más aún este procedimiento nos ayuda a visualizar la localización de la resultante de la fuerza interna de compresión C . El dimensionamiento mediante este método implica estimar jd , determinar la cuantía resultante de acero (y por ende A_s)⁴³, el peralte resultante α del prisma rectangular de esfuerzos para el área del acero, y verificar que α sea menor que α_{max} y que el valor supuesto inicialmente o el mejorado en las iteraciones para jd sea adecuado o al menos conservador.

Otro camino usual consiste en fijar el porcentaje de acero y determinar las dimensiones correspondientes. Si se elige un porcentaje bajo se obtiene una sección grande, pero con un consumo bajo de acero, lo que suele resultar económico en las condiciones de costo de nuestro medio. Los porcentajes altos, por el contrario, implican una mayor cantidad de acero, pero permiten secciones más pequeñas, lo que puede

⁴² El uso de diversas normas, tablas y gráficas, es de gran ayuda en el diseño. Estos elementos suministran información acerca de formas y detalles que utilizan comúnmente los ingenieros y así pueden ayudar en economías tanto en la oficina de diseño como en el terreno de la construcción. Sin embargo, no es de desearse que el ingeniero que empieza, haga uso intensivo y desmedido de la mayoría de tablas y gráficas hasta en tanto no haya obtenido cierta experiencia. Hay una regla común en ingeniería que dice que, "el ingeniero no debería utilizar tablas o gráficas que no conozca lo suficiente como para elaborarlas". Se requiere un conocimiento profundo de los principios básicos de proyecto de estructuras para ver las limitaciones de estos elementos. Debe aclararse que esto, no se debe entender como si el ingeniero novato que va a trabajar en una oficina de diseño está supeditado al uso de manuales que no le son familiares hasta que los pueda reproducir. Se está en un negocio productivo y se requiere que el trabajo personal sea lo más eficiente posible.

⁴³ Con la jd estimada, se calcula la A_s aproximada correspondiente y con esta A_s , se determina un valor mejor de jd ; a su vez, este mejor valor de jd conduce a un valor mejor que generalmente resulta satisfactorio de A_s . La convergencia es muy rápida.

ser importante cuando hay limitaciones de espacio o cuando el peso es una consideración significativa. Evidentemente el porcentaje escogido debe estar comprendido entre los valores máximo y mínimo especificados. Para un porcentaje dado pueden obtenerse diversas combinaciones de ancho y peralte. Las relaciones usuales entre ancho y peralte efectivo (b/d) varían de $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{2}$, aunque no es raro encontrar valores diferentes. Comúnmente se escogen dimensiones que sean múltiplos de 5 cm o valores enteros y de enteros y medios de pulgada.

En general si se desea dimensionar una sección de peralte mínimo, la cuantía de acero requerida será la máxima permisible, P_{max} . Este tipo de dimensionamiento (con P_{max}) requiere una cuantía muy alta de acero. Debe notarse que aunque se hizo $P_{max}=0.75p$, en zonas sísmicas y $P_{max}=p$, en zonas no sísmicas, para evitar la posibilidad de fallas a compresión existe el peligro de utilizar acero con resistencia mayor a la especificada ("más fuerte"). Por ejemplo, una viga simplemente reforzada, que contiene la máxima cuantía permisible P_{max} de acero, con una resistencia de cedencia (o fluencia) de $2\ 812\ \text{Kg/cm}^2$ ($40\ 000\ \text{lb/in}^2$ ó $276\ \text{N/m}^2$), fallará en compresión, si la resistencia real de cedencia es mayor que $3\ 487\ \text{Kg/cm}^2$ ($49\ 600\ \text{lb/in}^2$ ó $342\ \text{N/m}^2$)⁴⁴. En consecuencia una resistencia de cedencia superior a la especificada podría conducir a una falla frágil, aunque a un momento de flexión superior. En forma análoga, una resistencia inferior del concreto (cosa que tampoco es rara) a la especificada puede conducir a una falla a compresión a un momento flexionante más bajo que el considerado al dimensionar. Por lo anterior, a menos que sea inevitable el usar un peralte muy pequeño⁴⁵, no es económico emplear P_{max} y es preferible utilizar una sección más peraltada con menos acero y por ello más económica. Además las deflexiones de una viga con el mínimo peralte posible (es decir con P_{max}), pueden ser excesivas y ser necesario revisarlas [aplicando el método visto en

⁴⁴ Esto no debe sorprender encontrarse en ensayos de acero, pues estudios hechos por Robles F. indican que los valores de f_c del acero de barras de refuerzo, pueden tener coeficientes de variación del orden de 10 a 15 por ciento.

⁴⁵ Como no pocas veces los requerimientos arquitectónicos lo exigen.

VI.2.1. otra buena guía para obtener miembros razonablemente proporcionados, son las relaciones de claro/peralte listadas en el código ACI, las que si son excedidas, requieren que se revise la deflexión del elemento.

También es razonable estipular una cuantía mínima de refuerzo que siempre debería ser excedida. Ello es necesario debido a que si la cuantía de refuerzo es muy baja, la resistencia a flexión calculada en una sección de concreto reforzado, es inferior al momento flexionante requerido para agrietar dicha sección y la falla se presenta brusca y en forma frágil debido a que el acero se colapsa es decir se "revienta". Para tener en cuenta este requerimiento se deben emplear las ecuaciones R13 del inciso VI.2.1 para el porcentaje mínimo de acero.

Es posible dimensionar vigas simplemente reforzadas mucho menos peraltadas al utilizar la teoría de resistencias que cuando se emplea el método elástico de dimensionamiento basado en esfuerzos permisibles. Por ejemplo, supongase que $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ ($3\ 000 \text{ lb/in}^2 = 20.7 \text{ N/m}^2$) y $f_y = 2\ 812 \text{ Kg/cm}^2$ ($40\ 000 \text{ lb/in}^2 = 276 \text{ N/m}^2$). Una viga dimensionada por el método de esfuerzos permisibles (o teoría elástica) del ACI, con esfuerzos permisibles de $0.45f'_c$ en el concreto y $0.5f_y$ en el acero alcanzados simultáneamente en el momento flexionante de la carga de servicio, requiere una cuantía de acero $\rho = 0.001\ 28$. Sin embargo, el dimensionamiento por resistencias del ACI requiere una $\rho_{\text{mín}} = 0.027\ 80$, por lo que se puede utilizar una sección mucho menos peraltada. En consecuencia, existe un buen grado de libertad al elegir el tamaño de las secciones simplemente reforzadas en el dimensionamiento por resistencia.

EJEMPLOS DE DIMENSIONAMIENTO

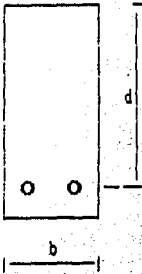
Ejemplo 1. Dimensionar la sección de una viga rectangular con los siguientes datos.

Datos:

$$M = F R \mu u = 30 \text{ t-m} \quad f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad d/b = 2.5$$

suponer una zona sísmica

Incógnitas: A_s , b y d



Solución:

ESFUERZOS REDUCIDOS

$$f^m_c = 0.8 f'_c = 0.8(200) = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

como $f^m_c < 250 \text{ Kg/cm}^2$ por tanto $k_3 = 0.85$ (ver VI.2.5) y entonces

$$f^m_c = k_3 f^m_c = 0.85 f^m_c = 0.85(160) = \underline{136 \text{ kg/cm}^2}$$

Cálculo del porcentaje de acero:

$$p_b = \frac{f^m_c}{f_y} \left[\frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \frac{136}{4200} \left[\frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.01524 \text{ pero la zona es sísmica por tanto}$$

$$p_{\text{MAX}} = 0.75 p_b = 0.75(0.01524) = 0.01143 \text{ y de la ecuación R8}$$

$$q = \frac{p f_y}{f^m_c} = \frac{0.01143 \times 4200}{136} = 0.35299 \text{ ahora de la ec. R6D}$$

$$M_x = F_x b d^2 q (1 - 0.5q) \text{ despejamos } b d^2$$

$$b d^2 = \frac{M_x}{F_x q (1 - 0.5q)} = \frac{3000000}{0.9 \times 136 \times 0.35299 (1 - 0.5 \times 0.35299)} = 64316 \text{ cm}^3 \text{ donde sustituyendo } b = d/2.5$$

$$d^3 = 2.5 \times 64316 = 210790 \text{ cm}^3 \text{ de donde } d = (210790)^{1/3} = \underline{59.5 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}}$$

$$b = 59.5/2.5 = 23.8 \text{ cm usar } b = 24-25 \text{ cm}$$

si se suponen 5cm de recubrimiento $h = 65 \text{ cm}$

$$A_s = p b d = 0.01143 \times 23.8 \times 59.5 = \underline{16.2 \text{ cm}^2} \text{ dicha área se puede cumplir con } \begin{matrix} 3\phi 5 & 5.94 \\ 2\phi 8 & 18.14 \end{matrix}$$

$$16.08 \text{ cm}^2$$

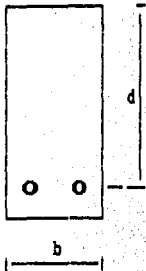
Ejemplo 2. Calcular el acero de refuerzo de una viga rectangular de acuerdo a los datos presentados.

Datos:

$$M = F \cdot Mu = 34 \text{ t-m} \quad f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$$

suponer una zona sísmica $b = 30 \text{ cm}$ $h = 75 \text{ cm}$ $d = 70 \text{ cm}$ (supuesto)

Incognita: A_s



Solución:

ESFUERZOS REDUCIDOS

$$f^*c = 0.8f'c = 0.8(200) = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

como $f^*c < 250 \text{ Kg/cm}^2$ por tanto $k_3 = 0.85$ (ver VI.2.5) y entonces

$$f^*c = k_3 f^*c = 0.85 f^*c = 0.85(160) = \underline{136 \text{ kg/cm}^2}$$

Cálculo del porcentaje de acero:

$$p_b = \frac{f^*c}{f_y} \left[\frac{4\,800}{6\,000 + f_y} \right] = \frac{136}{4\,200} \left[\frac{4\,800}{6\,000 + 4\,200} \right] = 0.015\,24 \text{ pero la zona es sísmica por tanto}$$

$$p_{\text{Max}} = 0.75 p_b = 0.75(0.015\,24) = 0.011\,43 \text{ calculemos también el porcentaje mínimo requerido}$$

$$p_{\text{MIN}} = \frac{0.7 \sqrt{f^*c}}{f_y} = \frac{0.7(200)^{1/2}}{4\,200} = 0.002\,36 \text{ ahora obtengamos "p" por medio de la ec. R6D}$$

$$M_x = F_x b d^2 f^*c q (1 - 0.5q)$$

$$3\,400\,000 = 0.9 \times 30 \times (70)^2 \times 136 (q - 0.5q^2) \text{ efectuando operaciones y despejando } q$$

$$q^2 - 2q + 0.378 = 0$$

obteniendo las raíces $\left\{ \begin{array}{l} q_1 = 1.7885 \\ q_2 = 0.211\,5 \end{array} \right. \leftarrow \text{Esta es la raíz que satisface el problema (ver la nota y la gráfica del ejemplo 2 al dimensionar según el ACI pags. 112 y 113)}$

$$p = \frac{q f^*c}{f_y} = \frac{0.211\,5 \times 136}{4\,200} = 0.006\,85$$

Otra forma de obtener este valor es según la fig. 2 de las ayudas de diseño para el RDF (ver anexo C)

$$\frac{n_x}{b d^2} = \frac{34 \times 10^5}{30 \times 70^2} = 23.13 \text{ kg/cm}^2 \text{ este valor y la curva correspondiente a } f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2 \text{ llevan a un valor de de la cuantía "p" igual a } 0.006\,8$$

Revisión de "p". al comparar el porcentaje obtenido con el máximo y el mínimo nos damos cuenta de que se dentro de este intervalo, y por lo tanto es correcto. Por tanto

$$A_s = p b d = 0.006\,85 \times 30 \times 70 = \underline{14.4 \text{ cm}^2} \text{ refuerzo propuesto}$$

2#18	10.14
2#5	3.96
	<u>14.10 cm²</u>

PAGINACION VARIA

COMPLETA LA INFORMACION

APÉNDICE A

FORMULARIOS

- * SEGÚN EL CÓDIGO ACI
- * SEGÚN EL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL RDF-NTC

FORMULARIO

FLEXIÓN SIMPLE SEGÚN EL ACI

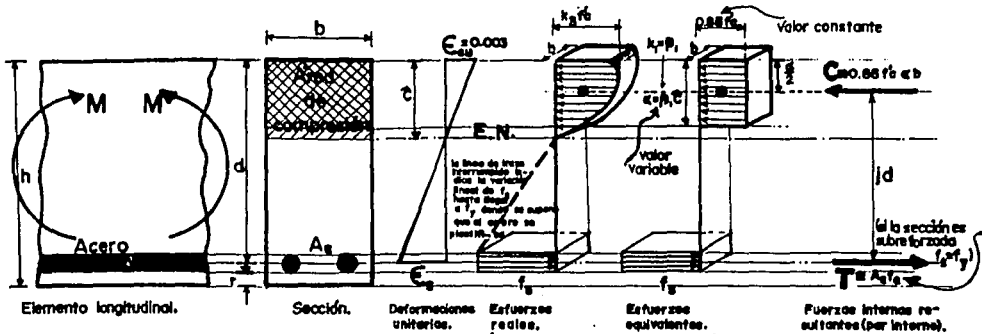


Fig. Deformaciones, esfuerzos y resultantes según consideraciones del ACI.

Lev de Hooke

$$T = A_s f_s \quad (1) \quad C = 0.85 f'_c \alpha b \quad (2) \quad jd = d - 0.5\alpha \quad (3)$$

$$M_u = Tjd = Cjd \quad (4) \quad Mu = \phi Mu \quad (4.5) \quad \alpha = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (5)$$

-SECCIONES SUBREFORZADAS

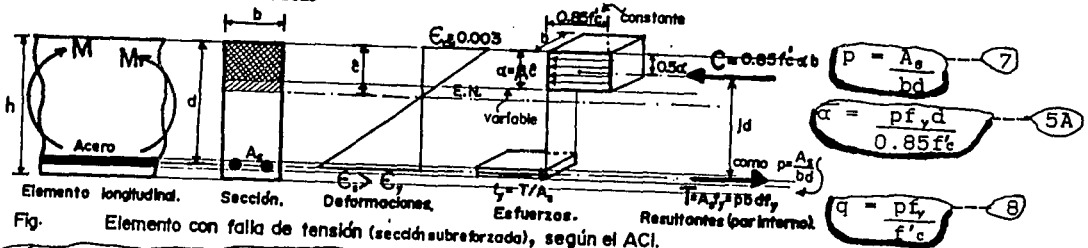


Fig. Elemento con falla de tensión (sección subreforzada), según el ACI.

$$Mu = Tjd = A_s f_y (d - 0.5\alpha) \quad (6A) \quad Mu = A_s f_y (d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f'_c b}) \quad (6B)$$

$$Mu = pbd^2 f_y \left(1 - 0.59 \frac{p f_y}{f'_c}\right) \quad (6C) \quad \text{o bien} \quad (6C') \quad Mu = A_s d f_y \left(1 - 0.59 \frac{p f_y}{f'_c}\right)$$

en ambas M en función de p

$$Mu = bd^2 f'_c q (1 - 0.59q) \quad (6D) \quad \text{Recordar que } Mu = \phi Mu$$

-SECCIONES SOBERRREFORZADAS

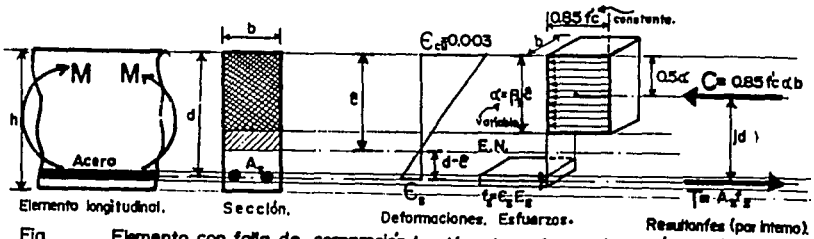


Fig. Elemento con falla de compresión (sección soberrreforzada), según el ACI.

$$\frac{0.85 f'_c}{0.003 E_s p} \alpha^2 + \alpha d - \beta_1 d^2 = 0 \quad (9) \quad Mu = 0.85 f'_c \alpha b (d - 0.5\alpha) \quad (10)$$

- SECCIONES BALANCEADAS

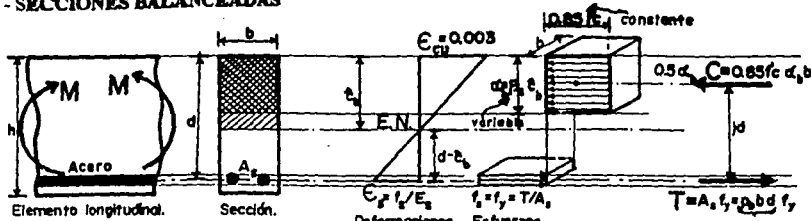


Fig Elemento con falla balanceada (sección balanceada), según el ACI.

pero $\rho_b = \frac{A_{sb}}{b d}$; $A_s = \rho b d$

$$P_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \left(\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right) \quad (11A)$$

El código reduce el porcentaje a 75%

$$P_{max} = \frac{0.75 \times 0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \left(\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right) \quad (11B)$$

$$M_u = \rho b d^2 f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad (6C) \text{ (repetida)} \quad M \text{ en función de } \rho$$

$$P = 0.18 \frac{f'_c}{f_y} \quad (12) \quad \text{Para porcentajes mayores, las deflexiones se deben revisar.}$$

$$\begin{aligned} P_{min} &= 14/f_y && \text{con } f_y \text{ en [Kg/cm}^2\text{]} \\ P_{min} &= 200/f_y && \text{con } f_y \text{ en [lb/in}^2\text{]} \\ P_{min} &= 1.38/f_y && \text{con } f_y \text{ en [N/m}^2\text{]} \end{aligned} \quad (13)$$

- T : Fuerza resultante interna de tensión: [Kg. lb, N].
- A_s : Área del acero -de tensión-: [cm², in², m²].
- f_s : Esfuerzo en el acero³: [Kg/cm², lb/in², N/m²].
- C : Fuerza resultante interna de compresión: [Kg. lb. N].
- α : Profundidad o peralte del bloque -o prisma- rectangular equivalente de esfuerzos: [cm², in², m²].
- b : Ancho de la sección o espesor del bloque de esfuerzos: [cm. in. m].
- f' : Resistencia nominal del cilindro de concreto a los 28 días de colado y probado a compresión simple (esto según el ACI): [Kg/cm², lb/in², N/m²].
- jd : Brazo interno de balanca entre las fuerzas internas resultantes C y T: [cm. in. m].
- h : Peralte total de la sección: [cm. in. m].
- d : Peralte efectivo de la sección; o sea la distancia desde la fibra extrema más comprimida al centroide del área del acero de tensión: [cm. in. m].
- j : Constante menor que la unidad: [Adim].
- r : Recubrimiento³, r > 2.5 cm (forma parte de la sección pero no influye en los cálculos): [cm. in. m].
- ε_{cu} : Deformación unitaria máxima útil en el concreto según el código ACI tiene el valor de 0.003 cm/cm o milésimas: [Adim].
- ε_s : Deformación unitaria en el acero cm/cm o milésimas: [Adim].
- c : Profundidad del Eje Neutro (E.N.) a partir de la fibra más comprimida: [cm. in. m].
- M_u : Momento resistente ideal (o nominal): [Kg-cm. lb-in. N-m]⁴.
- φ : Factor de reducción en la capacidad de resistencia⁵: [Adim].
- M_u : Momento resistente confiable (o de diseño): [Kg-cm. lb-in. N-m].

² Como el espesor es muy pequeño en las varillas de acero, éste se supone uniforme y aplicado en el centroide del área de acero.

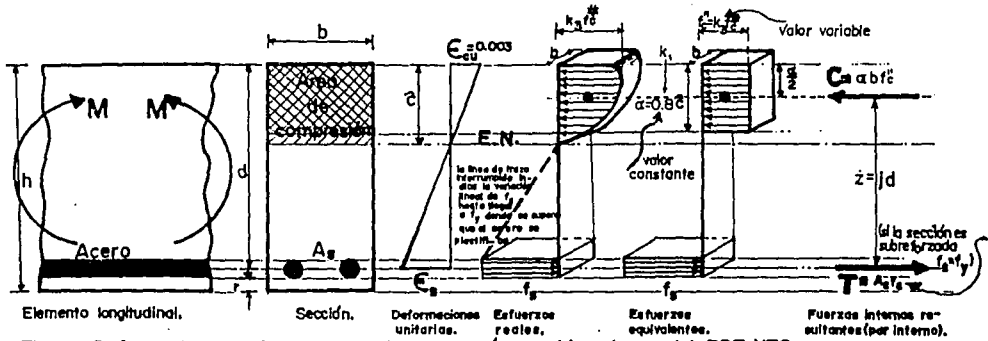
³ El recubrimiento protege al acero contra la humedad y todo ambiente corrosivo, contra el fuego y además permite la adherencia del concreto con el acero de refuerzo.

⁴ En unidades métricas también se acostumbra utilizar Kg-m, Ton-cm y Ton-m como presentación de datos o resultados de los momentos; sin embargo, en los cálculos se debe tener cuidado de emplear las unidades congruentes con el sistema arbitrario que estemos manejando, con el fin de evitar posibles errores.

⁵ Se recomienda ver el subcapítulo III.3.

FORMULARIO

FLEXIÓN SIMPLE SEGÚN EL RDF-NTC



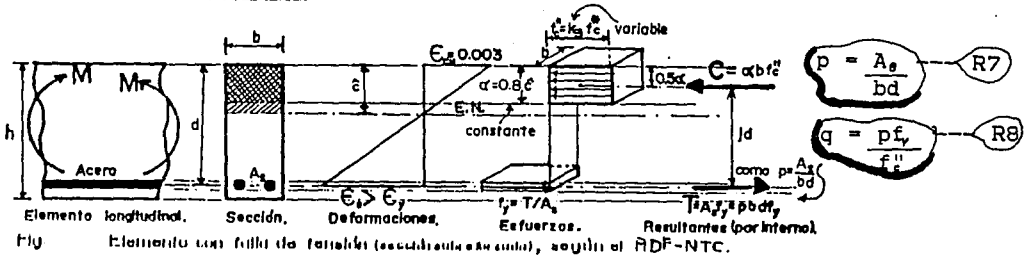
$f_c^* = 0.8 f_c^*$ --- R'

[tanto para concretos clase 1 como 2]

$f_c^* = 0.85 f_c^*$	si $f_c^* \leq 250 \text{ Kg/cm}^2$
$f_c^* = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250} \right) f_c^*$	si $f_c^* > 250 \text{ Kg/cm}^2$

cumplíndose siempre que $\left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250} \right) f_c^* \leq 0.85 f_c^*$

- SECCIONES SUBREFORZADAS



- $T = A_s f_s$ --- R1
- $C = \alpha b f_c^*$ --- R2
- $z = jd = d - 0.5\alpha$ --- R3
- $M_u = Tz = Cz$ --- R4
- $M_R = F_R M_u$ --- R4.5
- $i = \frac{A_s f_v}{b f_c^*}$ --- R5
- $M_u = Tz = A_s f_v (d - \alpha/2)$ --- R6A
- $M_u = A_s f_v \left(d - 0.5 \alpha \frac{f_v}{b f_c^*} \right)$ --- R6B
- $M_u = pbd^2 f_v \left(1 - 0.5 p \frac{f_v}{f_c^*} \right)$ --- R6C o bien R6C'
- $M_u = A_s d f_v \left(1 - 0.5 p \frac{f_v}{f_c^*} \right)$ --- R6C'
- $M_u = bd^2 f_c^* q (1 - 0.5q)$ --- R6D

- SECCIONES SOBERRERFORZADAS

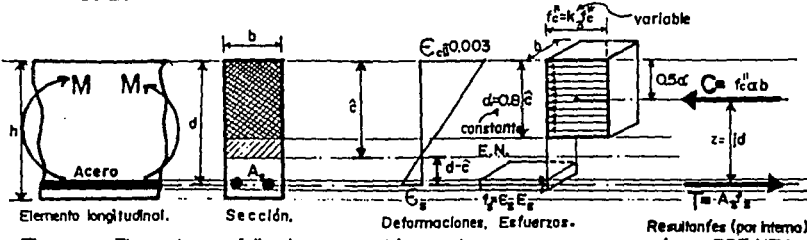


Fig. Elemento con falla de compresión (sección sobrerreforzada), según el RDF-NTC.

$$\left(\frac{f'_c}{0.003 E_s} \right) \alpha^2 + \alpha d - 0.8 d^2 = 0 \quad \text{--- R9}$$

$$\mu_u = \alpha b f'_c (d - 0.5 \alpha) \quad \text{--- R10}$$

No tiene caso utilizar $M_u = F_u \mu_u$

- SECCIONES BALANCEADAS

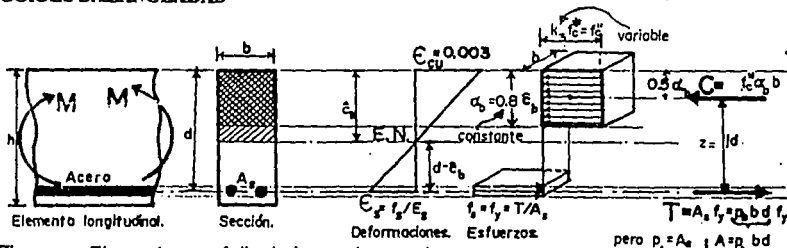


Fig. Elemento con falla balanceada (sección balanceada), según el RDF-NTC.

pero $p_b = \frac{A_s}{bd}$; $A_s = p_b bd$
Resultantes (por Interno).

$$p_b = \frac{0.8 f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right) \quad \text{--- R11A}$$

Las NTC reducen el porcentaje a 75%

ahora bien si sustituimos $E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ y simplificamos nos queda

$$p_b = \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{4 \ 800}{6 \ 000 + f_y} \right) \quad \text{--- R11A}$$

Las NTC reducen el porcentaje a 75%

$$p_{max} = \frac{0.75 \times 0.8 f'_c}{f_y} \left(\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right) \quad \text{--- R11B}$$

ahora bien si sustituimos $E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ y simplificamos nos queda

$$P_{\max} = \frac{f_c''}{f_v} \left(\frac{3\ 600}{6\ 000 + f_v} \right) \quad \text{R11B'}$$

si multiplicamos por bd obtenemos el área máxima (forma en que aparece en las NTC), recordar que $A_s = pbd$.

$$Mu = pbd^2 f_v \left(1 - 0.5 \frac{p f_v}{f_c''} \right) \quad \text{R6C}$$

(repetida) M en función de p

$$p_b = \frac{f_c''}{f_v} \left(\frac{4\ 800}{6\ 000 + f_v} \right) \quad \text{R11A'}$$

porcentaje máximo en zonas no sísmicas

$$P_{\max} = \frac{f_c''}{f_v} \left(\frac{3\ 600}{6\ 000 + f_v} \right) \quad \text{R11B'}$$

$p_{\max} = 0.75p$, porcentaje máximo en zonas sísmicas

$$Y_{\max} = \frac{l}{240} + 0.5 \quad \text{R12A}$$

donde Y_{\max} : flecha vertical máxima [cm]
 donde l : claro del elemento [cm]

$$Y_{\max} = 2 \left(\frac{l}{240} + 0.5 \right) \quad \text{R12A'}$$

(para elementos en voladizo)

Además, para miembros cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables, debe considerarse como estado límite una flecha, medida después de la colocación de los elementos no estructurales, igual al claro entre 480, más 0.3 cm.

$$Y_{\max} = \frac{l}{480} + 0.3 \quad \text{R12B}$$

donde Y_{\max} : flecha vertical máxima [cm]
 donde l : claro del elemento [cm]

$$Y_{\max} = 2 \left(\frac{l}{480} + 0.3 \right) \quad \text{R12B'}$$

(para elementos en voladizo)

$$A_{s\ \min} = \frac{0.7 f_c' bd}{f_v} \quad \text{R13A}$$

Si la ecuación anterior, la dividimos entre bd , obtendremos el límite de porcentaje mínimo (recordar que $A_s = pbd$), en función de f_v y f_c' ,

$$p_{\min} = \frac{0.7 f_c'}{f_v} \quad \text{R13B}$$

APÉND. 18

- T : Fuerza resultante interna de tensión: [Kg, lb, N].
- A_s : Área del acero -de tensión-: [cm², in², m²].
- f_s : Esfuerzo en el acero²⁸: [Kg/cm², lb/in², N/m²].
- C : Fuerza resultante interna de compresión: [Kg, lb, N].
- α : Profundidad o peralte del bloque -o prisma- rectangular equivalente de esfuerzos: [cm², in², m²].
- b : Ancho de la sección o espesor del bloque de esfuerzos: [cm, in, m].
- f'_c : Resistencia a compresión simple del cilindro de concreto a los 28 días de colado: [Kg/cm², lb/in², N/m²].
- f_c^* : Resistencia nominal del concreto a compresión: [U. anteriores].
- f_c'' : Esfuerzo uniforme -considerado- del concreto: [vis.]
- h : Peralte total de la sección: [cm, in, m].
- d : Peralte efectivo de la sección; o sea la distancia desde la fibra extrema más comprimida al centroide del área del acero de tensión: [cm, in, m].
- j : Constante menor que la unidad: [Adim].
- z = jd : Brazo interno de palanca entre las fuerzas internas resultantes C y T: [cm, in, m].
- r : Recubrimiento²⁹, $r > 2.5$ cm (forma parte de la sección pero no influye en los cálculos): [cm, in, m].
- ϵ_{cu} : Deformación unitaria máxima útil en el concreto, según el RCDF-NTC tiene el valor de 0.003 cm/cm o milésimas: [Adim].
- ϵ_s : Deformación unitaria en el acero cm/cm o milésimas: [Adim].
- c : Profundidad del Eje Neutro (E.N.) a partir de la fibra más comprimida: [cm, in, m].
- M_u : Momento flexionante de diseño, ideal (o nominal): [Kg-cm, lb-in, N-m]³⁰.
- F_r : Factor de reducción en la capacidad de resistencia: [Adim]. (ver III.3)
- M_R : Momento resistente de diseño, confiable (o de proyecto): [Kg-cm, lb-in, N-m].

²⁸ Como el espesor es muy pequeño en las varillas de acero, éste se supone uniforme y aplicado en el centroide del área de acero.

²⁹ El recubrimiento protege al acero contra la humedad y todo ambiente corrosivo, contra el fuego y además permite la adherencia del concreto con el acero de refuerzo.

³⁰ En unidades métricas también se acostumbra utilizar Kg-m, Ton-cm y Ton-m como presentación de datos o resultados de los momentos; sin embargo, en los cálculos se debe tener cuidado de emplear las unidades congruentes con el sistema arbitrario que estamos manejando, con el fin de evitar posibles errores.

APÉNDICE B

CONSIDERACIONES SOBRE LAS DISTINTAS DISTRIBUCIONES DE ESFUERZO

En el subcapítulo V.2 inciso 3. se mencionaron las distintas consideraciones que se pueden hacer sobre las distribuciones de esfuerzo en la zona de compresión, para elementos de concreto simple armado, dichas consideraciones se presentan en la figura B.1. Aquí se recomienda hacer un repaso de los subcapítulos V.1 y V.2.

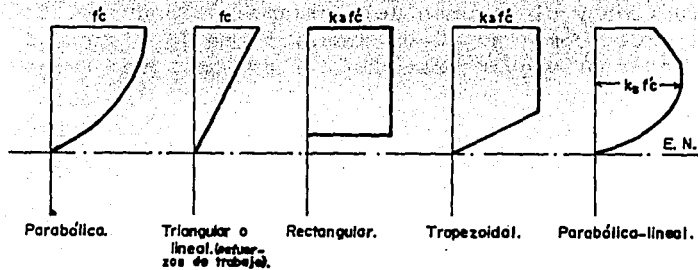


Fig. B.1 Distribuciones supuestas de los esfuerzos de compresión en vigas.

Ahora bien, puede preguntarse porque suponer una forma del prisma de esfuerzos relativamente fácil¹, esto obedece a la dificultad creciente que se presenta en los cálculos, al desarrollar una teoría de

¹ Un triángulo o un rectángulo, empleados éstos, en las teorías de "esfuerzos de permisibles o de trabajo" y de "resistencia", respectivamente.

APÉND. B/2

dimensionamiento y en la forma poco práctica de los resultados, para su aplicación común en el ejercicio de la profesión. Por ejemplo, en la teoría de esfuerzos permisibles (o elástica) el diagrama es triangular y la posición de la resultante de esfuerzos "C" se encuentra a un tercio de la profundidad "kd" del prisma triangular (es decir en el centroide del triángulo), a partir de la fibra más comprimida (ver fig. B.2), y el

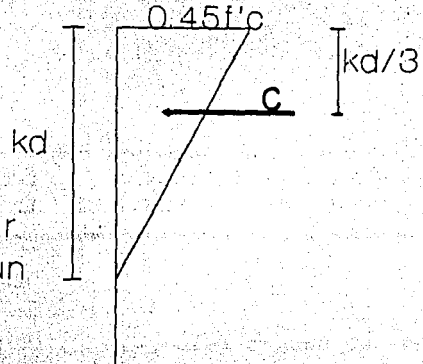


Fig. B.2 Diagrama triangular de esfuerzos según la teoría elástica

valor de la resultante "C" o lo que es lo mismo el volumen de ese prisma es $\frac{1}{2}kd \times 0.45f'c \times b$ (según el ACI). Siguiendo el mismo procedimiento, hablemos de la teoría por resistencias (o resistencia simplemente), en la cual, la posición de "C" se encuentra a $\frac{1}{4}$ de la profundidad "a" del prisma de esfuerzos y el volumen del prisma rectangular "C" es $0.85f'c \times ab$ (esto según el ACI) como se puede observar en la figura B.3. De esta misma forma podemos seguir tratando un prisma que tenga una forma

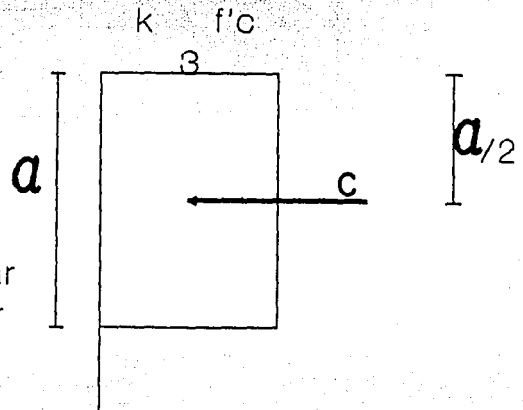


Fig. B.3 Diagrama rectangular según la teoría por resistencia

trapezial² o bien una forma parabólica o parabólica-lineal, con las complicaciones que implica calcular el centroide de la figura que genera el prisma supuesto, y su resultante "C" o volumen de esfuerzos.

Ahora bien, si tratáramos de estudiar la forma real del prisma que distribuye los esfuerzos de compresión, en flexión simple para una sección de concreto simple reforzado³, nos encontraríamos con el problema de formular una ecuación que nos ayude a describir la forma "cuasiparabólica-lineal" del diagrama real de esfuerzos (ver fig. B.1) y por ende las complicaciones implicadas para el cálculo del centroide de dicho diagrama (o posición de la resultante "C") y del volumen del prisma⁴ que resulta para obtener la resultante "C". Sin embargo, con el empleo de regresiones lineales para lograr una forma parecida a la distribución real y/o con ayuda de la matemática (cálculo infinitesimal) poder obtener esa ecuación y la localización de "C" o centroide de la figura obtenida, y el volumen del prisma resultante "C".

Como vemos, esto, en escuetas palabras parece muy complicado y lo es, sin embargo con ayuda de la presente e incipiente computación se puede lograr, además del uso generalizado, que ya se está dando de las computadoras digitales.

A pesar de lo anterior, no es por desanimar pero se lograría poco en la "precisión" en el dimensionamiento de secciones a las ya obtenidas con la teoría por resistencia, que ya en la actualidad son bastante confiables, esto debido a la variabilidad de los índices de resistencia de los materiales (f'_c y f_y); de las verdaderas dimensiones de los elementos, donde las dimensiones exactas son más la excepción que la regla; etc. Empero tendríamos un método de dimensionamiento menos empírico y más acorde a los vientos de cambio y de actualización en todas las áreas del conocimiento.

Con lo anterior no debe entenderse que los métodos de resistencia no sean buenos, sino al contrario que se busca una mejor concordancia teórica, y que métodos como los descritos casi en forma "ideal" no se hayan empleado ya en laboratorios y por investigadores, pero sí que el uso de estos se debe generalizar en los despachos de cálculo de estructuras. Con esto estaríamos dando un paso adelante, pero

² Debemos recordar que para un trapecio tendríamos que calcular el centroide de un triángulo y un rectángulo, para la figura compuesta de estas dos figuras referente a un eje paralelo al E.N.

³ Como se puede apreciar, dicha forma es similar a la curva esfuerzo-deformación de un espécimen ensayado a compresión simple (ver IV.1.10).

⁴ El cálculo de dicho volumen, requiere la obtención del área de la figura "cuasiparabólica-lineal" obtenida y multiplicarla por la base "b" de la sección.

APÉND. B/4

todos juntos y con ello evitando. "aunque sea en poco" las proliferadas SUPOSICIONES que se hacen al desarrollar un método de dimensionamiento (como vimos en V.2). las cuales nos llevan en cada una de ellas a incertidumbres que están fuera de nuestro alcance y que deben ser tomadas en cuenta en los factores de seguridad (ver II.4.2. II.4.3 y III.3).

Como nota, sabemos que en la teoría por resistencia se opta por un diagrama rectangular, esto debido a que se considera que la zona de compresión en una sección de concreto, esta totalmente plastificada. En la figura B.4 podemos ver como cambia el diagrama de esfuerzos, desde una distribución elástica -o sea lineal- hasta la plastificación completa o prisma rectangular en una forma ideal de representación, como se puede observar, esto no concuerda totalmente con los diagramas reales, debido a que aquí se supone que una parte está plastificada y_2 y lo que falta de la profundidad del eje neutro y_1 , se comporta en forma elástica, en ambos casos en forma ideal.

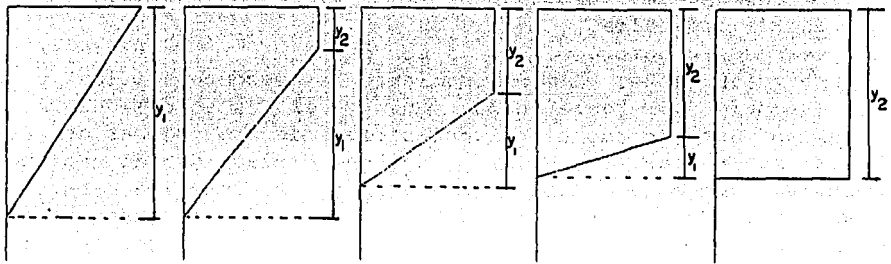


Fig. B.4 Cambio del diagrama de esfuerzos, de elástico ideal a plástico ideal.

APÉNDICE

C

GRÁFICAS (O NOMOGRAMAS) DE AYUDA EN EL DISEÑO

* PARA EL CÓDIGO ACI

* PARA EL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL RDF-NTC

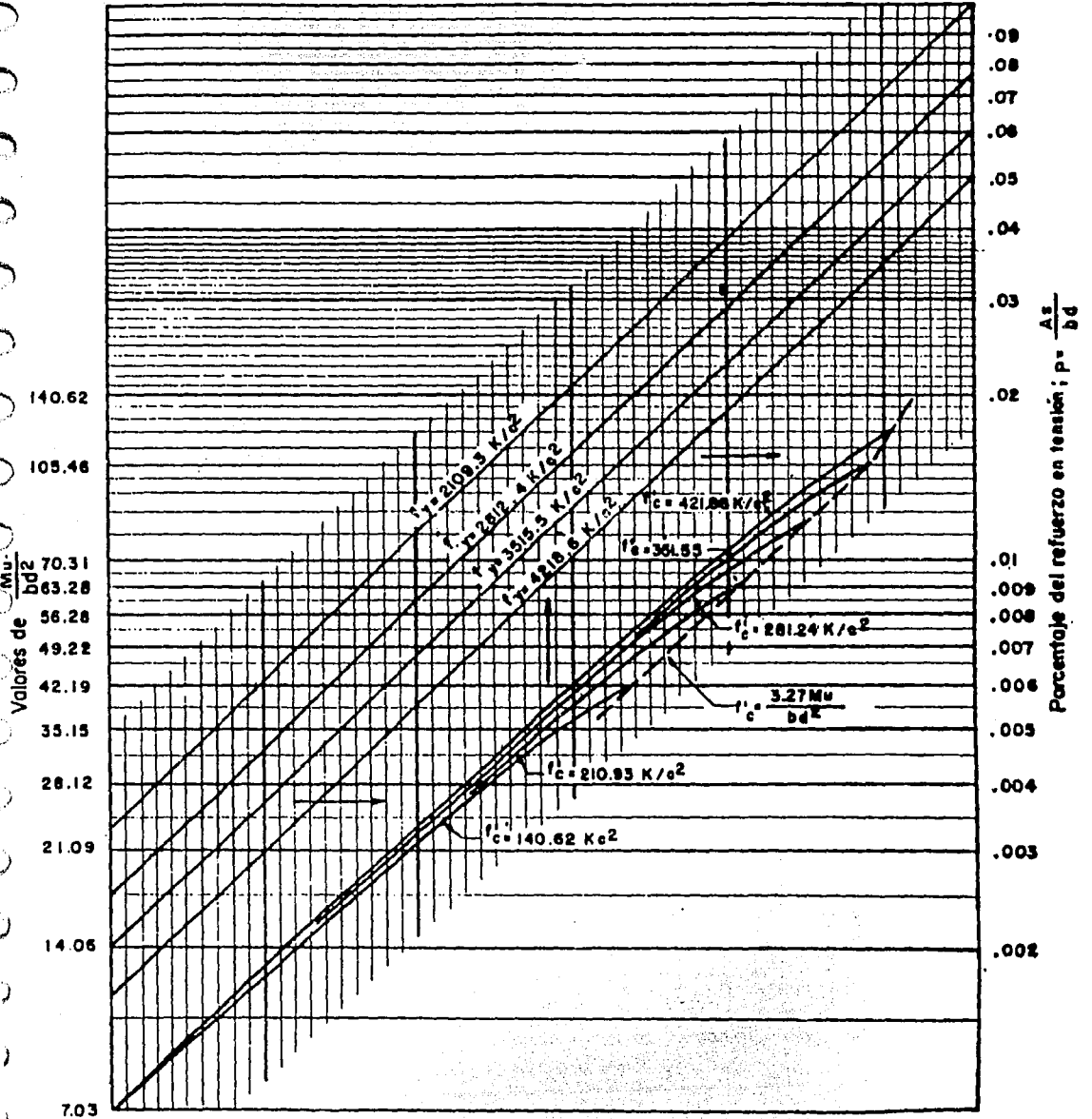
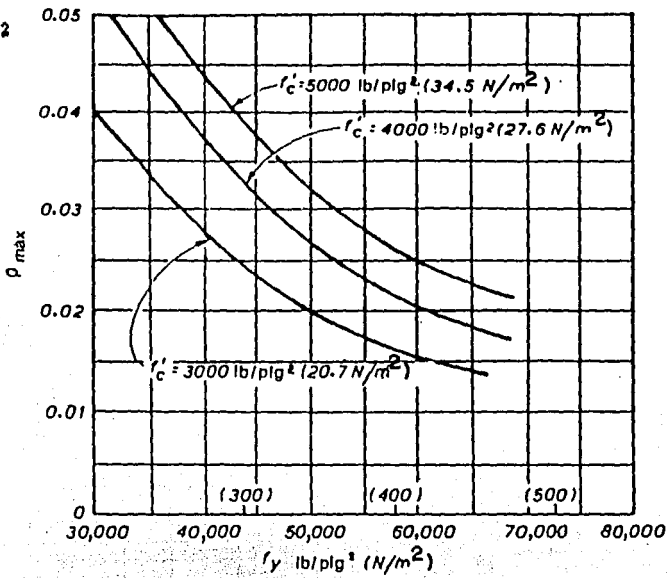
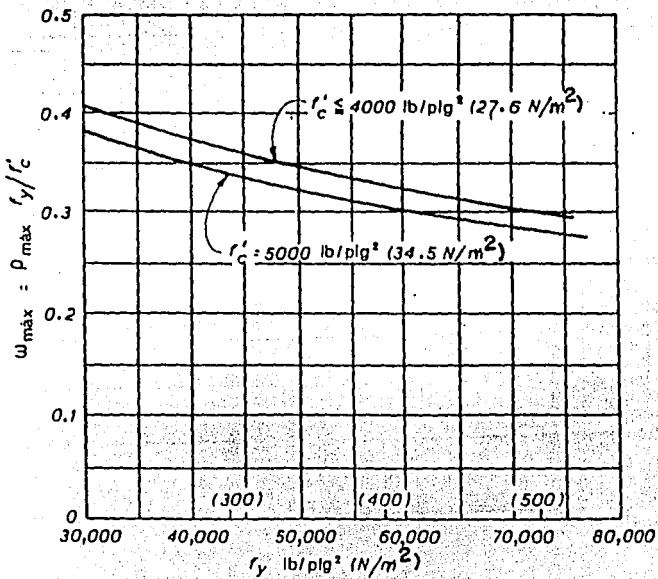


FIG. I. ACI



(a)



(b)

FIG. 2. ACI

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

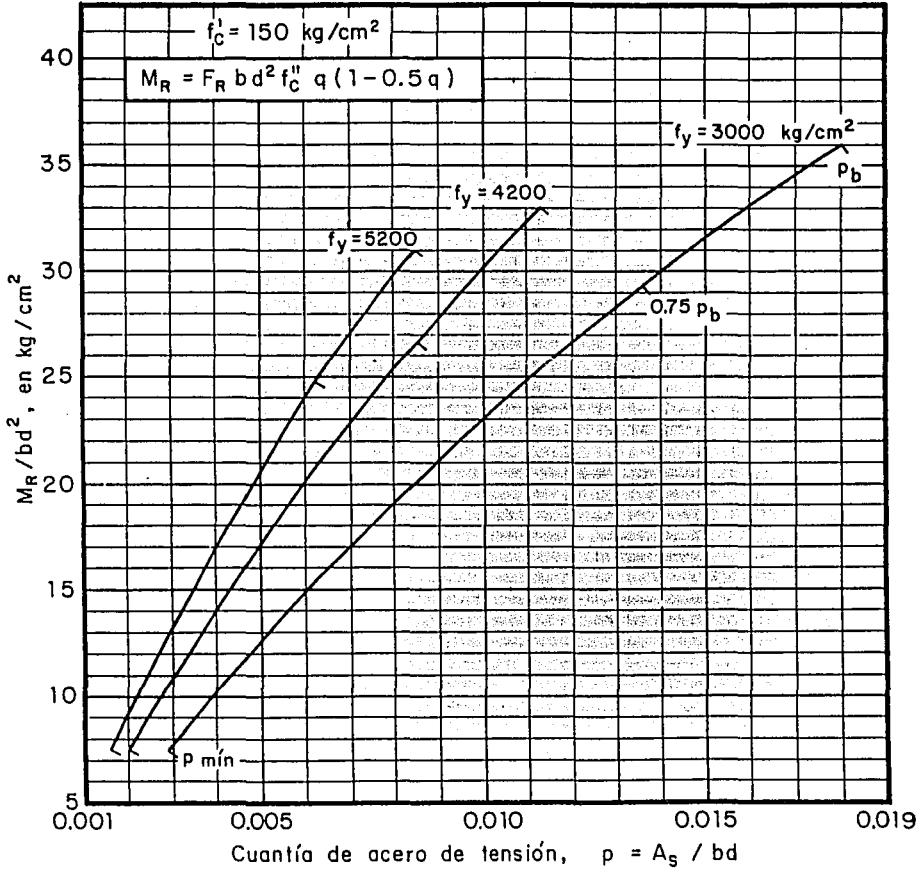


Fig 1. RDF-NTC

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

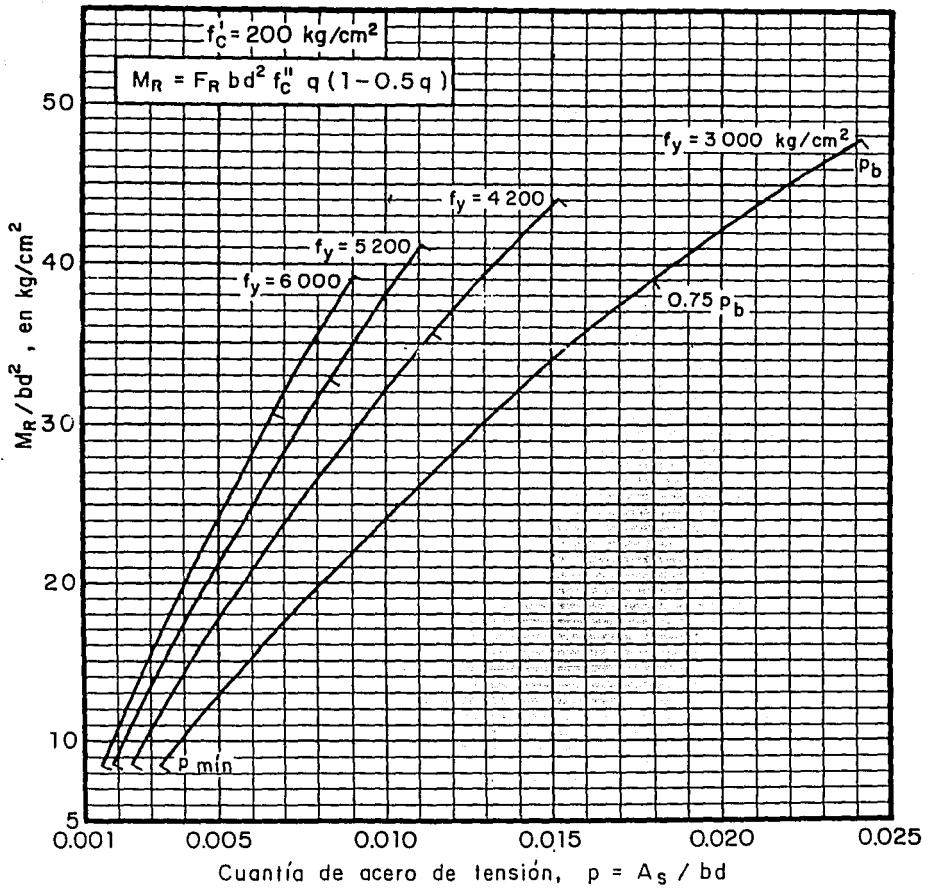


Fig 2. RDF-NTC

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

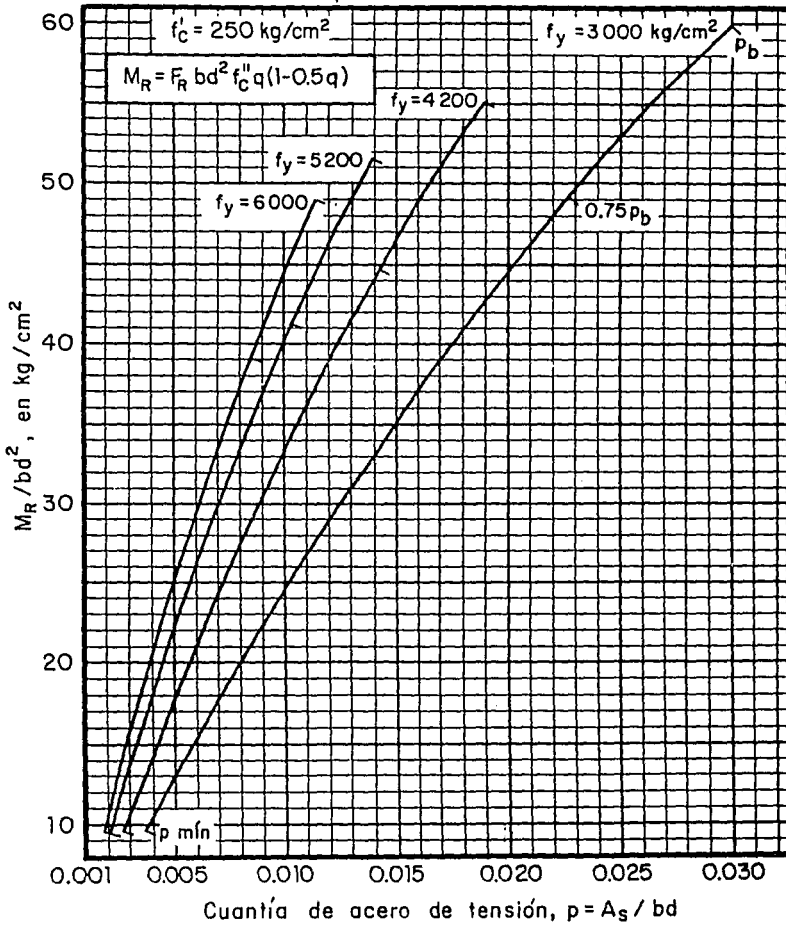


Fig 3. RDF-NTC

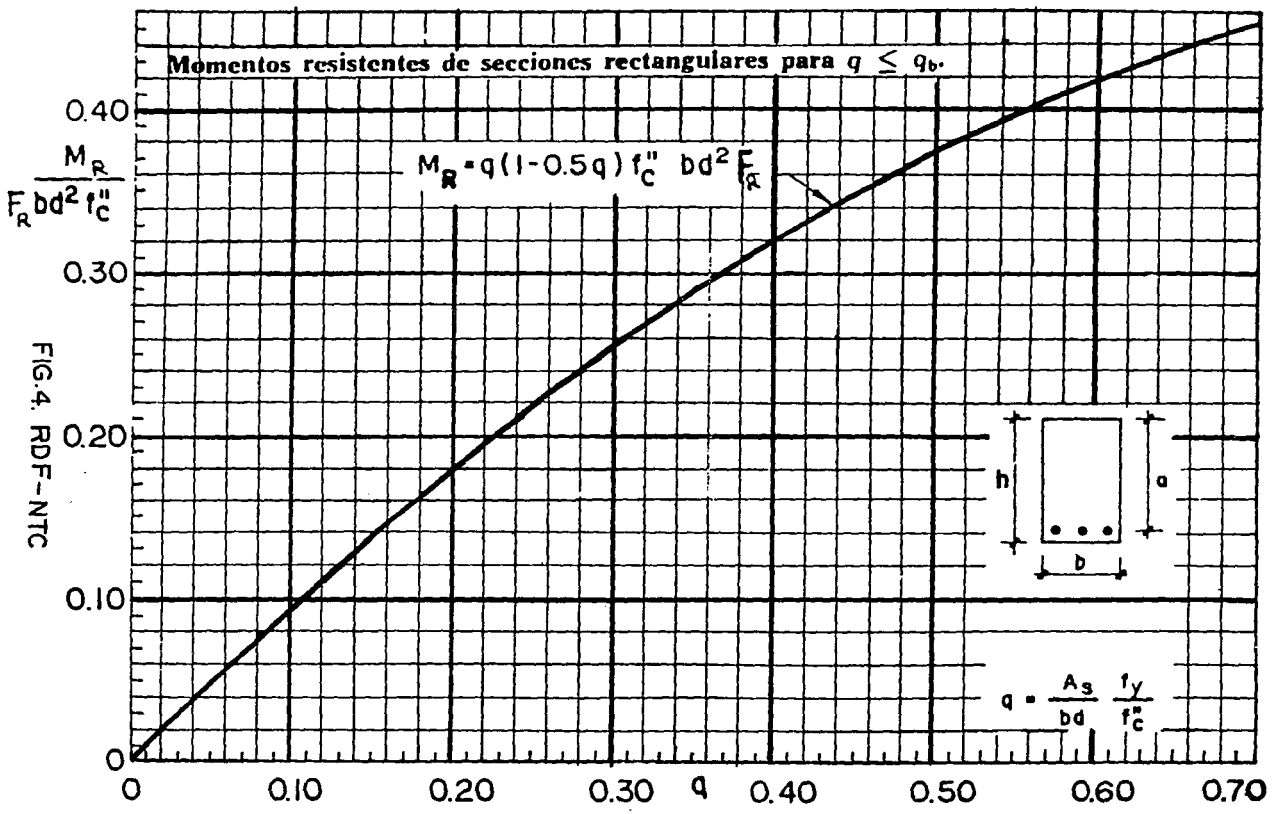


FIG. 4. RDF-NTC

C O N C L U S I O N E S

Al iniciar el estudio del concreto reforzado, nos dimos cuenta de lo indispensable de las materias precedentes como son la estática, el análisis estructural, el estudio de los materiales de construcción el diseño estructural y de la mecánica de los materiales. Es apasionante darnos cuenta como se complementan y apoyan ya en las materias de aplicación práctica como son el estudio de las estructuras de concreto reforzado (en nuestro caso).

El el capítulo III se mencionan las ventajas y desventajas de las teorías de dimensionamiento elástica o de esfuerzos de trabajo y de resistencia donde se aducen diversas ventajas y limitaciones para cada uno de estos dos criterios principales de dimensionamiento y de sus variantes. La preferencia por uno u otro criterio tiene raíces históricas. La controversia acerca de los méritos de uno y otro ha durado décadas.

La teoría por resistencia descansa en una base más sólida, por lo que no es de extrañarse que en un futuro próximo sea la única que se reconozca. A pesar de ello las consideraciones sobre la revisión de la seguridad mencionadas en las ventajas de la teoría por esfuerzos de trabajo permanecerán válidas mucho después de que el dimensionamiento con la teoría elástica se haya abandonado por completo.

En fechas más recientes se ha reconocido que el enfoque de diseño para estructuras de concreto reforzado debe idealmente combinar las mejores características de las teorías de resistencia y de esfuerzos de trabajo. En consecuencia, la teoría de resistencia está convirtiéndose en el enfoque predominante para dimensionar las secciones, utilizando la teoría elástica solamente para asegurar el servicio. El código del ACI de 1971 presenta este método de diseño llamándolo "Método de diseño por resistencia y servicio".

El empleo del método de resistencia, se funda en que se aproxima mucho más a la realidad que el de esfuerzos permisibles de trabajo (o elástico) tradicional, especialmente en las condiciones críticas de la ruptura. Sin embargo, por mucho que un método para el dimensionamiento y

es de notarse que ambos criterios nos llevan a resultados sustancialmente parecidos, esto se puede observar en los ejemplos de revisión resueltos con ambos criterios, ya que se trata de los mismos.

Como comentario podemos mencionar que se debe tener especial cuidado de no mezclar requisitos de un reglamento o código con otro, ya que ello puede conducir a resultados erróneos y posiblemente del lado de la inseguridad, por ejemplo, determinar las acciones y los factores de carga con el RDF y la resistencia y requisitos de dimensionamiento con el código ACI.

En mis conclusiones debo recalcar la cuidadosa revisión realizada por los ingenieros que fueron asignados como sinodales en mi examen profesional, ya que lo importante y atinado de sus comentarios y modificaciones han servido para realzar mi trabajo de tesis y mi criterio personal. Por ello he de agradecer en mucho la atención que se dedicó a mi trabajo.

Confiado en Dios, en el ejercicio de mi profesión espero no defraudarlos.

cálculo de secciones de concreto se aproxime a la realidad, no se debe olvidar la incertidumbre que siempre afecta el valor del módulo de elasticidad del concreto (y por ende la relación modular $n=E_s/E_c$), ni la mayor aún que padece el momento de inercia de las secciones, especialmente cuando se estudia la continuidad de los miembros de una estructura, con objeto de determinar sus flechas o deformaciones. Por ello, podemos concluir diciendo que la teoría del concreto reforzado no es una teoría precisa o exacta, sino de constante estudio y desarrollo, en la que el laboratorio tiene una gran importancia, la teoría del concreto como tantas en la ingeniería, no es perfecta, pero sí debe ser perfectible. Por esta circunstancia, el criterio y el buen juicio del proyectista es siempre un factor importante en la aplicación de las teorías de dimensionamiento.

La exposición en el presente trabajo se realizó con una intención fundamental, el realizar un estudio concienzudo del dimensionamiento a la flexión de vigas de concreto reforzado, siguiendo los criterios del American Concrete Institute (ACI), esto debido a que existe una extensa bibliografía de consulta. Teniendo este estudio y empleando toda la teoría posible y metodología, aplicarlo o acondicionarlo a los criterios que exige el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias (RDF-NTC). A criterio del que escribe dicho objetivo se cumplió, ya que al estudiar el subcapítulo de dimensionamiento que corresponde al RDF-NTC, nos damos cuenta de que se amplía su exposición en claridad y entendimiento al anexarle mucha más teoría, como se realiza con el método del ACI en muchos textos.

Se trató que la exposición de los ejemplos fuese lo más explícita y clara posible, siempre anotando las fórmulas y haciendo referencia de los capítulos anteriores cuando se emplea algún criterio de acuerdo con algún código o reglamento, por ejemplo la determinación de esfuerzos reducidos y de porcentajes mínimos y máximos de acero de refuerzo.

Al revisar y comparar los resultados de los ejemplos, nos damos cuenta de que el emplear los criterios del RDF-NTC, nos lleva a dimensionamientos más conservadores que si se siguen los criterios del ACI, esto debido a que permite el empleo de porcentajes de acero un poco mayores (el 75% del porcentaje balanceado) y el ACI recomienda emplear porcentajes menores $q=0.18$ para evitar el problema de las deflexiones excesivas y por consiguiente empleando el RDF-NTC nos lleva a secciones ligeramente más armadas, pero también a secciones ligeramente más esbeltas. Sin embargo con el empleo de porcentajes de refuerzo pequeños,

REFERENCIAS

- 1.- Louis A. Hill Jr; Fundamentos de diseño estructural, acero concreto y madera; Representaciones y Servicios de Ingeniería (R.S.I.); 1978.
- 2.- Roberto Meli Piralla; Diseño estructural; NORIEGA-LIMUSA; 1989.
- 3.- Oscar de Buen y otros; Apuntes de diseño estructural; UNAM.
- 4.- Niels Lisborg; Principios fundamentales de diseño de estructuras; Edit. Continental; 1965.
- 5.- Edward V. Krick; Introducción a la ingeniería y al diseño en la ingeniería; LIMUSA; 1984.
- 6.- Ferdinand P. Beer y E. Russell Johnston, Jr; Mecánica vectorial para ingenieros: Estática (4a edición); McGraw-Hill; 1989.
- 7.- Ferdinand P. Beer y E. Russell Johnston, Jr; Mecánica de materiales; McGraw-Hill; 1982.
- 8.- Robert W. Fitzgerald; Mecánica de materiales; R.S.I.; 1982.
- 9.- Ferdinand L. Singer y Andrew Pytel; Resistencia de materiales; HARLA; 1982.
- 10.- S. P. Timoshenko-D. H. Joung; Teoría de las estructuras; Edit. URMO; 1976.
- 11.- J. Sterling Kinney; Análisis de estructuras indeterminadas; Cia. Edit. continental; 1985.
- 12.- ____; GUIDE TO LOAD & RESISTANCE FACTOR DESIGN of structural steel buildings; AISC; 1986.
- 13.- D. Larson Thomas; Concretos de cementos portland y asfálticos; CECSA; 1977.
- 14.- Francis Gorisse; Ensayos y control de los hormigones; Editores Técnicos Asociados S. A.; Barcelona 1981.
- 15.- Georges Dreux; Guía práctica del hormigón; Editores Técnicos Asociados S. A.; Barcelona 1981.
- 16.- ____; Fabricación de concreto y acabados; Portland Cement Association; LIMUSA; 1988.
- 17.- Martín de la Escalera; Prontuario del hormigón armado; Edit. Dossat; 1964.
- 18.- Félix Orús Asso; Materiales de construcción; Edit. Dossat, S. A.; España 1973.
- 19.- Fernando Rivas Olivera; Procesos constructivos (apuntes de clase); 1991.

- 20.- Francisco Cruz Lara; Materiales, mano de obra y equipo (apuntes de clase); 1990.
- 21.- Ramón Espinasa Perea; Geología (apuntes de clase); 1991.
- 22.- Carlos Suárez Salazar; Costo y tiempo en edificación; LIMUSA; 1994.
- 23.- F. Robles-O.M. González Cuevas-J.L. Triqos S.; Apuntes de mecánica de materiales (cuaderno 1); Ediciones UNAM.
- 24.- A. Flinn Richard-K. Trojan Paul; Materiales de ingeniería y sus aplicaciones; McGraw-Hill; 1989.
- 25.- ____; El proceso siderúrgico, la siderúrgica española; UNESID; 1987.
- 26.- José Apraiz Barreiro; Fabricación de hierro, aceros y fundiciones (Tomo I: "fabricación de hierro y de arrabio o fundición"); URMO, S. A.; 1984.
- 27.- José Apraiz Barreiro; Fabricación de hierro, aceros y fundiciones (Tomo II: "fabricación de acero"); URMO, S. A.; 1984.
- 28.- A. Malishev-G. Nikolaiev-Y. Shuvalov; Tecnología de los metales; Edit. Mir; Moscú 1975.
- 29.- Jorge H. de Alba Castañeda; Apuntes de acero de refuerzo; Facultad de ingeniería UNAM.
- 30.- Oscar de Buen López de Heredia; Estructuras de acero comportamiento y diseño; LIMUSA-NORIEGA; 1990.
- 31.- Jack C. McCormac; Diseño de estructuras metálicas; R.S.I; 1972.
- 32.- Juan José Camarena Hernández; Diseño de estructuras metálicas (apuntes de clase); 1992.
- 33.- ____; Manual de construcción en acero (vol. 1); Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA), A. C.; LIMUSA-NORIEGA; 1991.
- 34.- ____; Manual para constructores; Cia. Fundidora de fierro y acero de Monterrey S. A.; 1965.
- 35.- Marco Aurelio Torres H.; Concreto diseño plástico teoría elástica; Edit. Patria S. A.; 1980.
- 36.- R. Park-T. Paulay; Estructuras de concreto reforzado; LIMUSA-NORIEGA; 1990.
- 37.- Phill M. Ferguson; Teoría elemental del concreto reforzado; CECSA; 1976.
- 38.- George Winter- Arthur H. Nilson; Design of concrete structures; McGraw-Hill Kogakusha, Ltd.; 1972.
- 39.- ____; Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-83) y comentarios; LIMUSA-NORIEGA; 1990.
- 40.- Oscar M. González Cuevas y Francisco Robles Fernández-Villegas; Aspectos fundamentales del concreto reforzado; LIMUSA; 1989.

- 41.- ___; Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-89) y comentarios (ACI 318R-89); IMCYC A. C.; 1991.
- 42.- Fco. Robles F.V.-C.J. Mendoza E.-M.A. Álvarez S.; Complementos de mecánica de materiales: Introducción al dimensionamiento de vigas y losas de concreto; Ediciones UNAM.
- 43.- ___; Comentarios ayudas de diseño y ejemplos de las Normas Técnicas para diseño y construcción de estructuras de concreto DDE; Series del Instituto de Ingeniería UNAM: 1991.
- 44.- ___; Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; Edit. libros Económicos; 1991.
- 45.- ___; Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el D. F.; Colegio de Ingenieros Civiles de México (CICM).
- 46.- Ángeles Mendieta Alatorre; Tesis profesionales; PORRÚA, S. A.; 1990.