



**UNIVERSIDAD AUTONOMA DE COAHUILA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL U.T.**



APUNTES DE CONCRETO II

CARRERA:	INGENIERO CIVIL
AREA DE CONOCIMIENTO:	INGENIERÍA APLICADA
PROGRAMA DE ASIGNATURA:	CONCRETO II
MATERIA:	ESTRUCTURAS DE CONCRETO
NÚMERO DE CRÉDITOS:	8
SEMESTRE:	SEPTIMO
PRÁCTICA:	32 HORAS
TEORÍA:	48 HORAS

OBJETIVO:

EL ALUMNO ESTABLECERÁ PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO EN LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO, UTILIZANDO LAS NORMAS Y REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIÓN, CON EL FIN DE PLANTEAR EN FORMA COMPLETA LOS MÉTODOS DE DISEÑO EN LA PRÁCTICA PROFESIONAL. ASÍ MISMO EL ALUMNO TENDRÁ QUE DISCUTIR LAS PROPIEDADES BÁSICAS DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO HACIENDO HINCAPIÉ EN SU COMPORTAMIENTO REAL A LA LUZ DE EXPERIMENTOS Y EXPERIENCIAS, ENFOCANDO SU DESARROLLO EN EL ESTABLECIMIENTO DE CRITERIOS DE DISEÑO PARA CADA ELEMENTO

UNIDAD I.-

EL OBJETIVO DEL DISEÑO CONSISTE EN DETERMINAR LAS DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS DE UNA ESTRUCTURA PARA QUE ESTA CUMPLA CIERTA FUNCIÓN CON UN GRADO DE SERGURIDAD RAZONABLE, COMPORTÁNDOSE ADEMÁS SATISFACTORIAMENTE UNA VEZ EN CONDICIONES DE SERVICIO. DEBIDO A ESTO ES NECESARIO QUE LOS ALUMNOS CONOZCAN LAS RELACIONES QUE EXISTEN ENTRE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS DE UNA ESTRUCTURA (DIMENSIONES, REFUERZOS, Y MÉTODOS DE DISEÑO), LAS SOLICITACIONES QUE DEBE SOPORTAR Y LOS EFECTOS QUE DICHAS SOLICITACIONES PRODUCEN EN LAS ESTRUCTURAS DEFINIENDO DE ESTA FORMA LAS CARACTERÍSTICAS ACCIÓN RESPUESTA DE LAS ESTRUCTURAS ESTUDIADAS.

1.1 AGRIETAMIENTO

- 1.1.1 FORMACIÓN Y DESARROLLO
- 1.1.2 MECANISMOS DE AGRIETAMIENTO
- 1.1.3 EXPRESIONES PARA PREDICCIÓN DE AGRIETAMIENTO
- 1.1.4 AGRIETAMIENTO EN LOZAS
- 1.1.5 ANCHOS PERMISIBLES DE GRIETAS
- 1.1.6 SECCIÓN TRANSFORMADA
- 1.1.7 RECOMENDACIONES

1.2 DEFLEXIONES

- 1.2.1 DEFLEXIONES BAJO CARGAS DE SERVICIO DE CORTA Y LARGA DURACIÓN
- 1.2.2 DEFLEXIONES PERMISIBLES

1.3 MENSULAS Y VIGAS DE GRAN PERALTE

- 1.3.1 INTRODUCCIÓN
- 1.3.2 MENSULAS
- 1.3.3 VIGAS DE GRAN PERALTE
- 1.3.4 EJEMPLOS



APUNTES DE CONCRETO II

1.4 EFECTOS DE ESBELTEZ

- 1.4.1 COMPORTAMIENTO Y VARIABLES PRINCIPALES
- 1.4.2 MÉTODOS DE DIMENSIONAMIENTO
- 1.4.3 CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ
- 1.4.4 EJEMPLOS

1.5 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

- 1.5.1 DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO POR ESFUERZOS DE TRABAJO Y RESISTENCIA MÁXIMA
- 1.5.2 RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SUJETAS A FLEXIÓN

UNIDAD II.-

EL ALUMNO DIMENSIONARÁ COLUMNAS DADAS LA CARGA AXIAL Y EL MOMENTO QUE DEBEN RESISTIR, APLICANDO LOS EFECTOS DE ESBELTEZ Y UTILIZANDO LOS DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN.

TEMAS:

2.1 DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

- 2.1.1 INTRODUCCIÓN
- 2.1.2 RECOMENDACIONES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS
- 2.1.3 AYUDAS DE DISEÑO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS
- 2.1.4 DESARROLLO DE EJEMPLOS

2.2 DESARROLLO DE MODELO A ESCALA APLICANDO ESPECIFICACIONES

UNIDAD III.-

EL ALUMNO DIMENSIONARÁ Y ESTUDIARÁ EL COMPORTAMIENTO DE LAS LOSAS CON DIFERENTES CONDICIONES DE APOYO Y COMPARARÁ LAS ACCIONES PRINCIPALES DE CADA UNA EN EL DESARROLLO DE LA PROFESIÓN Y DISEÑARÁ EL CONJUNTO DE ELEMENTOS QUE CONFORMAN LAS LOSAS Y SUS APOYOS.

3.1 LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

- 3.1.1 INTRODUCCIÓN
- 3.1.2 COMPORTAMIENTO Y DIMENSIONAMIENTO
- 3.1.3 LOSA CON CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA
- 3.1.4 CARGAS CONCENTRADAS
- 3.1.5 EJEMPLO DE UNA LOSA CON CARGA CENTRADA Y DISTRIBUIDA

3.2 LOSAS EN DOS DIRECCIONES

- 3.2.1 COMPORTAMIENTO Y MODO DE FALLA
- 3.2.2 ANÁLISIS DE LOSAS
- 3.2.3 DIMENSIONAMIENTO DE LOSAS APOYADAS PERIMETRALMENTE



APUNTES DE CONCRETO II

3.2.4 DESARROLLO DE EJEMPLOS

3.3 LOSAS PLANAS

- 3.3.1 INTRODUCCIÓN
- 3.3.2 COMPORTAMIENTO Y DIMENSIONAMIENTO
- 3.3.3 DESARROLLO DE EJEMPLOS

3.4 MÉTODO GENERALIZADO PARA EL DISEÑO DE LOSAS APOYADAS PERIMETRALMENTE Y DE LOSAS PLANAS

- 3.4.1 COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE PISO. VARIABLES PRINCIPALES
- 3.4.2 MÉTODO DIRECTO
- 3.4.3 EJEMPLOS
- 3.4.4 MÉTODO DE LA ESTRUCTURA EQUIVALENTE
- 3.4.5 EJEMPLOS
- 3.4.6 COMENTARIOS SOBRE EL MÉTODO DE LA ESTRUCTURA EQUIVALENTE

ESTRATEGIAS DE ENSEÑANZA APRENDIZAJE

- 1.- EXPOSICIÓN ORAL
- 2.- EXPOSICIÓN AUDIOVISUAL
- 3.- RESOLUCIÓN DE EJERCICIOS DENTRO DE CLASE
- 4.- RESOLUCIÓN DE EJERCICIOS FUERA DE CLASE (TAREAS)
- 5.- LECTURAS OBLIGATORIAS
- 6.- TEMAS DE INVESTIGACIÓN
- 7.- PRACTICAS DE LABORATORIO
- 8.- SEMINARIOS
- 9.- VISITAS A OBRAS

EVALUACIÓN CONTINUA

- 1.- EXÁMENES PARCIALES
- 2.- EXÁMENES FINALES
- 3.- TRABAJOS Y TAREAS FUERA DEL AULA
- 4.- PARTICIPACIÓN EN CLASE
- 5.- REPORTES DE PRÁCTICAS E INVESTIGACIONES

BIBLIOGRAFÍA

OSCAR M. GONZÁLEZ CUEVAS, FRANCISCO ROBLES F.V.
ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO, SEGUNDA Y TERCERA EDICIÓN
NORIEGA LIMUSA

MC CORMAC
ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO
OMEGA
LOUIS A. HILL JR
FUNDAMENTOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL
R S I

REGLAMENTO DELAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO
(ACI 318-89)
IMCYC



**UNIVERSIDAD AUTONOMA DE COAHUILA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL U.T.**



APUNTES DE CONCRETO II

REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

ACADEMIA DECIENCIAS DE LA INGENIERÍA

M.I. OCTAVIO E. CÁRDENAS DÍAZ

M.I. PATRICIA REYES DÍAZ

M.C. MARIO MÉNDEZMUÑOZ

ING. JESÚS ARMENDÁRIZ MENDOZA

ING. JAIME GONZÁLEZ VALLES

ING. MARCO ANTONIO DE LA CRUZ ROMERO



INDICE

UNIDAD I

AGRIETAMIENTO

FORMACIÓN Y DESARROLLO
MECANISMOS DE AGRIETAMIENTO
EXPRESIONES PARA PREDICCIÓN DE AGRIETAMIENTO
AGRIETAMIENTO EN LOZAS
ANCHOS PERMISIBLES DE GRIETAS
SECCIÓN TRANSFORMADA
RECOMENDACIONES

DEFLEXIONES

DEFLEXIONES BAJO CARGAS DE SERVICIO DE CORTA Y LARGA DURACIÓN
DEFLEXIONES PERMISIBLES

MENSULAS Y VIGAS DE GRAN PERALTE

INTRODUCCIÓN
MENSULAS
VIGAS DE GRAN PERALTE
EJEMPLOS

EFFECTOS DE ESBELTEZ

COMPORTAMIENTO Y VARIABLES PRINCIPALES
MÉTODOS DE DIMENSIONAMIENTO
CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ
EJEMPLOS

UNIDAD II

DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO POR ESFUERZOS DE TRABAJO Y RESISTENCIA MÁXIMA
RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SUJETAS A FLEXIÓN

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

INTRODUCCIÓN
RECOMENDACIONES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS
AYUDAS DE DISEÑO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS
DESARROLLO DE EJEMPLOS

LOSAS EN UNA DIRECCIÓN

INTRODUCCIÓN
COMPORTAMIENTO Y DIMENSIONAMIENTO
LOSA CON CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA
CARGAS CONCENTRADAS
EJEMPLO DE UNA LOSA CON CARGA CENTRADA Y DISTRIBUIDA



**UNIVERSIDAD AUTONOMA DE COAHUILA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL U.T.**



APUNTES DE CONCRETO II

UNIDAD III.-

LOSAS EN DOS DIRECCIONES

COMPORTAMIENTO Y MODO DE FALLA
ANÁLISIS DE LOSAS
DIMENSIONAMIENTO DE LOSAS APOYADAS PERIMETRALMENTE
DESARROLLO DE EJEMPLOS

LOSAS PLANAS

INTRODUCCIÓN
COMPORTAMIENTO Y DIMENSIONAMIENTO
DESARROLLO DE EJEMPLOS

MÉTODO GENERALIZADO PARA EL DISEÑO DE LOSAS APOYADAS PERIMETRALMENTE Y DE LOSAS PLANAS

COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE PISO. VARIABLES PRINCIPALES
MÉTODO DIRECTO
EJEMPLOS
MÉTODO DE LA ESTRUCTURA EQUIVALENTE
EJEMPLOS
COMENTARIOS SOBRE EL MÉTODO DE LA ESTRUCTURA EQUIVALENTE

BIBLIOGRAFÍA

OSCAR M. GONZÁLEZ CUEVAS, FRANCISCO ROBLES F.V.
ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO, SEGUNDA Y TERCERA EDICIÓN
NORIEGA LIMUSA

MC CORMAC
ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO
OMEGA
LOUIS A. HILL JR
FUNDAMENTOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL
R S I

REGLAMENTO DELAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO
(ACI 318-89)
IMCYC

REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL



DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

Existen dos teorías para el diseño de estructuras de concreto reforzado: “La teoría elástica” llamada también “Diseño por esfuerzos de trabajo” y “La teoría plástica” ó “Diseño a la ruptura”.

La teoría elástica es ideal para calcular los esfuerzos y deformaciones que se presentan en una estructura de concreto bajo las cargas de servicio. Sin embargo esta teoría es incapaz de predecir la resistencia última de la estructura con el fin de determinar la intensidad de las cargas que provocan la ruptura y así poder asignar coeficientes de seguridad, ya que la hipótesis de proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones es completamente errónea en la vecindad de la falla de la estructura.

La teoría plástica es un método para calcular y diseñar secciones de concreto reforzado fundado en las experiencias y teorías correspondientes al estado de ruptura de las teorías consideradas.

VENTAJAS DEL DISEÑO PLÁSTICO



APUNTES DE CONCRETO II

1. En la proximidad del fenómeno de ruptura, los esfuerzos no son proporcionales a las deformaciones unitarias, si se aplica la teoría elástica, esto llevaría errores hasta de un 50% al calcular los momentos resistentes últimos de una sección. En cambio, si se aplica la teoría plástica, obtenemos valores muy aproximados a los reales obtenidos en el laboratorio.
2. La carga muerta en una estructura, generalmente es una cantidad invariable y bien definida, en cambio la carga viva puede variar mas allá del control

previsible. En la teoría plástica, se asignan diferentes factores de seguridad a ambas cargas tomando en cuenta sus características principales.

3. En el cálculo del concreto presforzado se hace necesario la aplicación del diseño plástico, porque bajo cargas de gran intensidad, los esfuerzos no son proporcionales a las deformaciones.

HIPÓTESIS DEL DISEÑO PLÁSTICO

Para el diseño de los miembros sujetos a carga axial y momento flexionante, rompiendo cumpliendo con las condiciones aplicables de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, las hipótesis son:

- A) Las deformaciones unitarias en el concreto se supondrán directamente proporcionales a su distancia del eje neutro. Excepto en los anclajes, la deformación unitaria de la varilla de refuerzo se supondrá igual a la deformación unitaria del concreto en el mismo punto.
- B) La deformación unitaria máxima en la fibra de compresión extrema se supondrá igual a 0.003 en la ruptura.



APUNTES DE CONCRETO II

- C) El esfuerzo en las varillas, inferior al límite elástico aparente F_y , debe tomarse igual al producto de $2.083 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ por la deformación unitaria de acero. Para deformaciones mayores que corresponden al límite elástico aparente, el esfuerzo en las barras debe considerarse independientemente de la deformación igual el límite elástico aparente F_y .
- D) Se desprecia la tensión en el concreto en secciones sujetas a flexión.
- E) En la ruptura, los esfuerzos en el concreto no son proporcionales a las deformaciones unitarias. El diagrama de los esfuerzos de compresión puede

suponerse rectangular, trapezoidal, parabólico, o de cualquier otra forma cuyos resultados concuerden con las pruebas de los laboratorios.

- F) La hipótesis anterior puede considerarse satisfecha para una distribución rectangular de esfuerzos definida como sigue:

2

En la ruptura se puede suponer un esfuerzo de $0.85 f'_c$, uniformemente distribuido sobre una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta, paralela al eje neutro y localizada a una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra de máxima deformación unitaria en compresión y el eje neutro, se medirá perpendicularmente a dicho eje. El coeficiente " β_1 " se tomará como 0.85 para esfuerzos f'_c hasta de 280 kg/cm^2 y se reducirá continuamente en una proporción de 0.05 por cada 70 kg/cm^2 de esfuerzo en exceso de los 280 kg/cm^2 .

ANÁLISIS DE LAS HIPÓTESIS



APUNTES DE CONCRETO II

La hipótesis (A), acepta la variación lineal de las deformaciones unitarias. Lo cual es cierto, excepto en la vecindad de la ruptura, pero las diferencias son muy pequeñas y no son dignas de tomarse en cuenta.

En cuanto a la deformación unitaria de las varillas de refuerzo es igual a la del concreto en el mismo punto, es indispensable para el trabajo conjunto del acero de refuerzo y el concreto.

La hipótesis (B), señala la ruptura del concreto, la deformación unitaria 0.003 cuyo valor concuerda con el promedio de los datos obtenidos en el laboratorio, resultando ligeramente conservador.

La hipótesis (C), se fundamenta en el diagrama esfuerzo-deformación de los aceros de refuerzo, y, para deformaciones mayores que las correspondientes al límite elástico aparente debe considerarse el esfuerzo en las varillas, independiente e igual a "Fy" porque se encuentran dichas deformaciones en la zona plástica del diagrama, el cual puede considerarse horizontal sin mucho error.

La hipótesis (D), desprecia la resistencia a la tensión del concreto, en miembros sujetos a flexión. El error que con ello se comete es muy pequeño y permite establecer fórmulas mucho más sencillas que si se considera dicha resistencia

La hipótesis (F), se basa en una solución presentada en 1937 por Charles S. Whitney y tiene la ventaja de proporcionar un método muy sencillo de análisis de las cuñas de esfuerzos de compresión.



APUNTES DE CONCRETO II
MÉTODO DE CHARLES S. WHITNEY

Este método consiste en suponer una distribución uniforme de los esfuerzos de compresión de intensidad $0.85 f'c$ actuando sobre un área rectangular limitada por los bordes de la sección y una recta paralela el eje neutro, localizada a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de máxima deformación en compresión.

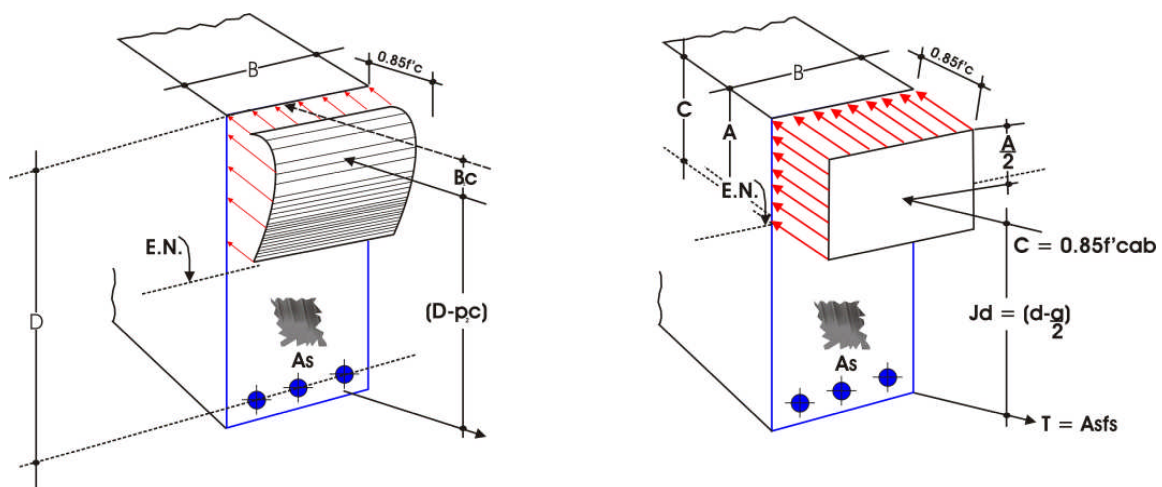


Figura 1.1. Cuña rectangular de esfuerzos equivalentes en una viga.

En la figura 1.1 se ilustra la cuña rectangular de Whitney en el caso de flexión en una viga.

La distribución rectangular de esfuerzos tiene que cumplir dos condiciones:

1. El volumen de la cuña rectangular C tiene que ser igual al volumen de la cuña real (Fig. 1.1).



APUNTES DE CONCRETO II

2. La profundidad $\frac{a}{2}$ de la resultante C en la cuña rectangular que tiene que ser igual a la profundidad $\beta_2 c$ de la resultante C en el diagrama real de esfuerzos.

Cumpliendo esas dos condiciones, la mecánica de las fuerzas interiores en una sección dada no se altera.

La hipótesis (F) hace que la compresión total como volumen de la cuña rectangular tenga el valor:

$$C = 0.85F_c a b \quad (a)$$

Para una sección rectangular.

Si se designa por β_1 la relación entre el área real del diagrama de compresiones (Fig. 1.1) y el área del rectángulo circunscrito a ese diagrama, el volumen de la cuña real de compresiones puede escribirse así:

$$C = 0.85F_c \beta_1 c b \quad (b)$$

Por lo que igualando las ecuaciones (A) y (B) para que cumpla la primera condición:

$$0.85F_c a b = 0.85F_c \beta_1 c b$$

De donde:

$$a = \beta_1 c$$

Como lo establece la hipótesis (F) ya citada.

La segunda condición que deben cumplir las resultantes de los dos diagramas (el real y el rectangular, se cumplen con la expresión):

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

Es decir:

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



APUNTES DE CONCRETO II

Por lo tanto:

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

En consecuencia: β_2 se tomará igual a 0.425 para concretos con $F^c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ y disminuirá a razón de 0.025 por cada 70 kg/cm^2 en exceso de los 280 kg/cm^2 .

En el diagrama real de esfuerzos de la figura 1.1 se ha asignado a los esfuerzos de compresión un valor máximo de $0.85F^c$, en lugar de f^c que es la fatiga de ruptura en cilindros a los 28 días.

Eso se debe principalmente a que los elementos estructurales por lo general tienen una esbeltez mayor que 2, que es la correspondiente a los cilindros de prueba. La esbeltez influye en forma muy importante en el esfuerzo final de ruptura, el cual disminuye hasta cerca del 85% para esbelteces de 6 o mayores.

El tipo de carga también podría tener influencia en la reducción del esfuerzo de ruptura del concreto en las estructuras, pues en estas es de larga duración, cuando menos la correspondiente a carga muerta, la cual actúa permanentemente desde un principio. Sin embargo, considerando que la carga muerta suele ser de un 40% del valor de las cargas totales, su acción en la fatiga final de ruptura no parece ser muy importante.

FACTORES DE CARGA

Factor de carga es el número por el cual hay que multiplicar el valor de la carga real o de servicio para determinar la carga última que puede resistir un miembro en la ruptura.



APUNTES DE CONCRETO II

Generalmente la carga muerta en una estructura, puede determinarse con bastante exactitud pero no así la carga viva cuyos valores el proyectista solo los puede suponer ya que es imprevisible la variación de la misma durante la vida de las estructuras; es por ello, que el coeficiente de seguridad o factor de carga para la carga viva es mayor que el de la carga muerta. Los factores que en el reglamento del ACI se denominan U, son los siguientes:

A) Para combinaciones de carga muerta y carga viva:

$$U = 1.4D + 1.7L$$

Donde: D = Valor de la carga muerta y
L = Valor de la carga viva

B) Para combinaciones de carga muerta, carga viva y carga accidental:

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.7W) \text{ o}$$
$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)$$

Donde: W = Valor de la carga de viento y
E = Valor de la carga de sismo

Cuando la carga viva sea favorable se deberá revisar la combinación de carga muerta y carga accidental con los siguientes factores de carga:

$$U = 0.90D + 1.30W$$

$$U = 0.90D + 1.30E$$



APUNTES DE CONCRETO II
FACTORES DE REDUCCIÓN

Es un número menor que 1, por el cual hay que multiplicar la resistencia nominal calculada para obtener la resistencia de diseño.

Al factor de reducción de resistencia se denomina con la letra ϕ : los factores de reducción son los siguientes:

Para:

Flexión	0.90
Cortante y Torsión	0.75
Adherencia	0.85
Compresión con o sin flexión	
columnas con refuerzo helicoidal	0.75
Columnas con Estribos	0.70

El factor de reducción de resistencia toma en cuenta las incertidumbres en los cálculos de diseño y la importancia relativa de diversos tipos de elementos; proporciona disposiciones para la posibilidad de que las pequeñas variaciones adversas en la resistencia de los materiales, la mano de obra y las dimensiones las cuales, aunque pueden estar individualmente dentro de las tolerancias y los límites pueden al continuarse, tener como resultado una reducción de la resistencia.

VIGAS RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS

Una viga de concreto es rectangular, cuando su sección transversal en compresión tiene esa forma.



APUNTES DE CONCRETO II

Es simplemente armada, cuando sólo tiene refuerzo para tomar la componente de tensión del par interno.

En general, en una viga la falla puede ocurrir en dos formas:

Una de ellas se presenta cuando el acero de refuerzo alcanza su límite elástico aparente o límite de fluencia F_y ; sin que el concreto llegue aún a su fatiga de ruptura $0.85 F'_c$.

La viga se agrietará fuertemente del lado de tensión rechazando al eje neutro hacia las fibras más comprimidas, lo que disminuye el área de compresión, aumentando las fatigas del concreto hasta presentarse finalmente la falla de la pieza. Estas vigas se llaman “**Subreforzadas**” y su falla ocurre más ó menos

lentamente y va precedida de fuertes deflexiones y grietas que la anuncian con anticipación.

El segundo tipo de falla se presenta cuando el concreto alcanza su límite $0.85 F'_c$ mientras que el acero permanece por debajo de su fatiga F_y . Este tipo de falla es súbita y prácticamente sin anuncio previo, la cual la hace muy peligrosa. Las vigas que fallan por compresión se llaman “**Sobreforzadas**”.

Puede presentarse un tipo de vida cuya falla ocurra simultáneamente para ambos materiales, es decir, que el concreto alcance su fatiga límite de compresión $0.85 F'_c$, a la vez que el acero llega también a su límite F_y . A estas vigas se les da el nombre de “**Vigas Balanceadas**” y también son peligrosas por la probabilidad de la falla de compresión.

Para evitar las vigas sobre reforzadas y las balanceadas, el reglamento del ACI 318-02 limita el porcentaje de refuerzo al 75% del valor correspondiente a las secciones balanceadas.

Por otra parte, también las vigas con porcentajes muy pequeños, suelen fallar súbitamente; para evitar ese riesgo el reglamento ACI 318-02 exige que el porcentaje mínimo en miembros sujetos a flexión sea de:



APUNTES DE CONCRETO II

$$\rho = \frac{14.5}{F_y}$$

El porcentaje de la sección balanceada se obtiene como sigue:

Por equilibrio de fuerzas:

$$C = T$$

$$C = 0.85F_c\beta_1bc$$

$$T = A_s.F_y$$

Por lo tanto: $0.85F_c\beta_1bc = A_s.F_y$

$$\frac{A_s}{bd} F_y = 0.85\beta_1 F_c \frac{c}{d}$$

Llamando: $\rho = \frac{A_s}{bd}$ $\rho = \frac{0.85\beta_1 F_c}{F_y} \cdot \frac{c}{d}$ (2.1)

Del diagrama de deformaciones, aceptando las condiciones de viga balanceada:

$$\varepsilon_c = 0.003 \quad \varepsilon_y = \frac{F_y}{E_s}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} = \frac{0.003}{\left[0.003 + \frac{F_y}{2.039 \times 10^6}\right]} = \frac{6115}{6115 + F_y}$$

Por lo tanto: $\rho_b = \frac{0.85\beta_1 F_c}{F_y} \cdot \frac{6115}{6115 + F_y}$ (2.2)

La expresión (2.2) representa el valor del porcentaje de refuerzo en la sección balanceada de una viga. El reglamento ACI 318-02 limita el porcentaje máximo aplicable a miembros sujetos a flexión, a 75% de ese valor por las razones ya explicadas.



APUNTES DE CONCRETO II

$$\rho_{\max} = \frac{0.75 \times 0.85 \beta_1 F_c}{F_y} \cdot \frac{6115}{6115 + F_y} \quad (2.3)$$

El momento último resistente de una viga rectangular puede deducirse de la siguiente manera:

$$C = T \quad \text{en consecuencia:} \quad 0.85 \beta_1 F_c b c = A_s F_y$$

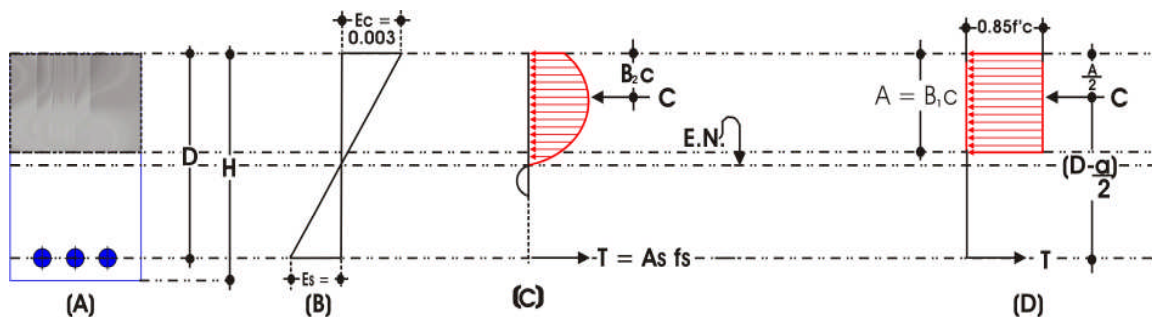


Fig. 2.1. Deformaciones y esfuerzos en una viga rectangular.

El asignar a f_s el valor F_y . Se está considerando que el acero fluye y la viga es sobrerreforzada:

$$c = \frac{A_s F_y}{0.85 \beta_1 F_c b}$$

Si llamamos: $\rho = \frac{A_s}{bd}$ $c = \frac{\rho F_y}{0.85 \beta_1 F_c} d$ (2.4)

Que es la profundidad el eje neutro en la ruptura.

El momento último del par es:

$$M_u = C \cdot (d - \beta_2 \cdot c) \quad (\text{Fig. 2.1})$$

En donde: $C = 0.85 \beta_1 F_c b c$

Y sustituyendo valores de C y c:



APUNTES DE CONCRETO II

$$Mu = \rho F_y b d^2 \left(1 - \frac{\beta_2}{0.85 \beta_1} \rho \frac{F_y}{F_c}\right)$$

Y se designa por: $\omega = \rho \frac{F_y}{F_c}$

$$Mu = b d^2 F_c \omega \left(1 - \frac{\beta_2}{0.85 \beta_1} \omega\right) \quad (2.5)$$

Anteriormente habíamos establecido que $\beta_1 = 2\beta_2$

Por lo tanto: $Mu = b d^2 F_c \omega (1 - 0.59\omega)$

Estableciendo el momento último en función del acero de refuerzo se produce de la siguiente manera, refiriéndose a la figura 2.1 y empleando la cuña rectangular de Whitney:

$$Mu = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Ambas expresiones del momento último, el reglamento las propone afectadas de un coeficiente de seguridad que como ya se vio, para las vigas vale 0.9, por lo que quedarían finalmente:

$$Mu = \phi (b d^2 F_c \omega (1 - 0.59\omega)) \quad (2.6)$$

$$Mu = \phi \left[A_s F_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \right] \quad (2.7)$$

En donde:

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 F_c b} \quad (2.8)$$

En función de porcentaje, el momento último toma la forma:

$$Mu = \phi \left[b d^2 \rho F_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{F_y}{F_c}\right) \right] \quad (2.9)$$

Despejando el índice de refuerzo "W" de la fórmula (2.6):



APUNTES DE CONCRETO II

$$Mu = \phi \cdot [F_c \cdot bd^2 \omega (1 - 0.59\omega)]$$

Dado que $\phi = 0.90$

$$Mu = 0.90 [F_c \cdot bd^2 \omega (1 - 0.59\omega)]$$

$$Mu = 0.90 F_c \cdot bd^2 \omega - 0.53 F_c \cdot bd^2 \omega^2$$

Por lo tanto: $0.53 F_c \cdot bd^2 \omega^2 - 0.90 F_c \cdot bd^2 \omega + Mu = 0$

$$0.53 F_c \cdot bd^2 \cdot (\omega^2 - 1.698\omega + \frac{Mu}{0.53 F_c \cdot bd^2}) = 0$$

$$\omega = 0.849 \pm \sqrt{(0.721 - \frac{Mu}{0.53 F_c \cdot bd^2})}$$

En la fórmula anterior, únicamente se toma el signo negativo ya que si tomamos el valor positivo del radical resultaría "W" muy alto y al calcular el porcentaje de acero " ρ " con $\rho = \omega \frac{F_c}{F_y}$, resultaría mayor que el máximo permisible, $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$

$$\text{Así que: } \omega = 0.849 - \sqrt{(0.721 - \frac{Mu}{0.53 F_c \cdot bd^2})} \quad (2.10)$$

4

REQUISITOS DE SEPARACIONES Y RECUBRIMIENTOS
LIBRES DEL ACERO DE REFUERZO EN VIGAS

44



Recubrimiento

El refuerzo debe de tener recubrimiento adecuado cuyo fin es el de proteger al acero de dos agentes: La corrosión y el fuego.

La magnitud del recubrimiento debe fijarse por lo tanto, según la importancia de estos agentes agresivos.

Debe, por lo tanto, preverse de un recubrimiento suficiente para tales fines, aunque un recubrimiento demasiado grande, provocará demasiadas grietas.

El agrietamiento se debe a las deformaciones causadas por los cambios volumétricos y los esfuerzos ocasionados por fuerzas de tensión, por momentos flexionantes, o por las fuerzas cortantes.

El recubrimiento se mide desde la superficie del concreto hasta la superficie exterior del acero, a la cual, se aplica el recubrimiento. Cuando se prescriba un recubrimiento mínimo para una clase de elemento estructural; éste debe medirse:

Hasta el borde exterior de los estribos, anillos ó espirales, si el refuerzo transversal confina las varillas principales hasta la capa más cercana de varillas, si se emplea más de una capa sin estribos o anillos, hasta los dispositivos metálicos de los extremos o los ductos en el acero de preesfuerzo postensado. El reglamento del A.C.I. 318-02 recomienda un recubrimiento mínimo de 4 cm. para vigas.

Límites para el Espaciamiento del Refuerzo en Vigas

En cuanto a la separación de las varillas en vigas, el reglamento del A.C.I. 318-02 recomienda lo siguiente:

-
- La distancia libre entre barras paralelas no debe ser menor que: El diámetro nominal de las barras: 1.3 veces el tamaño máximo del agregado grueso ó 2.5 cm.



APUNTES DE CONCRETO II

-
Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las varillas de las capas superiores deben colocarse exactamente arriba de las que están en las capas inferiores, con una distancia libre entre ambas, no menor de 2.5 cm.

Deflexiones en Vigas

El cálculo de deflexiones tiene dos aspectos.

Por un lado, es necesario calcular las deflexiones de miembros estructurales bajo cargas y condiciones ambientales conocidas.

Por otro lado, deben establecerse criterios sobre límites aceptables de deflexiones.

El problema de calcular las deflexiones de miembros de estructuras reales es aún más difícil que el de estimar las deflexiones de vigas ensayadas en laboratorios. Los siguientes son algunos de los factores que lo complican.

El comportamiento del concreto es función del tiempo y, por consiguiente en cualquier enfoque riguroso debe de tenerse en cuenta la historia de carga del miembro investigado. En la práctica esto no es posible generalmente, ya que las condiciones de carga son muy variables, tanto en magnitud como en el tiempo de aplicación.

También son difíciles de predecir las variaciones de humedad y temperatura con el tiempo, las cuales tienen influencia sobre las deflexiones a largo plazo.

El segundo aspecto, o sea, la limitación de deflexiones, es importante desde dos puntos de vista.

En primer lugar, las deflexiones excesivas de un miembro pueden producir daños en otros miembros estructurales, o más frecuentemente en elementos no



APUNTES DE CONCRETO II

estructurales como muros divisorios, o acarrear problemas como acumulación de agua en azoteas.

Los valores de las deflexiones permisibles dependen desde este punto de vista de varios factores, tales como el tipo de elementos no estructurales, tipo de conexión entre el miembro estructural y otros elementos estructurales o no, y del método de construcción utilizado.

En segundo lugar, a veces es significativa la respuesta humana ante las deflexiones de los miembros. Las deflexiones excesivas no son toleradas por los usuarios de la estructura, ya que producen una sensación de inseguridad, ya por razones de orden estético.

Existen métodos para el cálculo de deflexiones de vigas bajo cargas de servicio de corta y larga duración.

Algunos de estos métodos son: Métodos de YU y WINTER, Método del Reglamento del A.C.I. 318-02, Método de las NTCDF, además de otros métodos como los propuestos por el Comité Euro-Internacional del Concreto (CEB).

Deflexiones Permisibles

Se ha mencionado anteriormente que las deflexiones de elementos estructurales deben limitarse por dos razones: Por la posibilidad de que provoquen daños en otros elementos de la estructura y por los motivos de orden estético.

El valor de las deflexiones permisibles para evitar daños en otros elementos, depende principalmente del tipo de elementos y de construcción empleados, también debe de considerarse el procedimiento de construcción.

Desde el punto de vista estético, el valor de las deflexiones permisibles depende principalmente del tipo de estructura y de la existencia de líneas de



APUNTES DE CONCRETO II

referencia que permitan apreciar las deflexiones. Es obvio que las deflexiones permisibles en una residencia deben ser menores que en una bodega.

Cuando existe una línea horizontal de referencia, las deflexiones permisibles deben fijarse como un valor absoluto, mientras que si no existe dicha referencia, es más conveniente fijar las deflexiones permisibles como una fracción del claro de la viga.

La posibilidad de dar contraflechas es otro factor que debe tomarse en cuenta al establecer las deflexiones permisibles. El valor de la contraflecha puede restarse de la deflexión calculada y la diferencia, compararse con la deflexión permisible. Sin embargo, no deben darse contraflechas excesivamente grandes.

Control de Deflexiones

El reglamento A.C.I. 318-02 permite prescindir del cálculo de deflexiones de vigas y de losas que trabajan en una dirección siempre que se satisfagan los peraltes no perjudique a elementos no estructurales.

Tabla 2.1

Peraltes totales mínimos de vigas y losas que trabajan en una dirección cuando no se calculan las deflexiones y cuando las deformaciones de dichos elementos no perjudican a elementos no estructurales.

elemento	Libremente apoyada	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	voladizo
Losas macizas	$L / 20$	$L / 24$	$L / 28$	$L / 10$
Vigas y losas nervuradas	$L / 16$	$L / 18.5$	$L / 21$	$L / 8$

La longitud "L" es en cms.

Nota: Estos valores se aplican para concreto de peso normal y acero con límite de fluencia $F_y = 4220 \text{ kg/cm}^2$.



APUNTES DE CONCRETO II

Para valores distintos de F_y , los valores de esta tabla deberán

multiplicarse por:

$$\left(0.4 + \frac{F_y}{7030}\right)$$

Algunos Criterios para el Dimensionamiento de Vigas

El caso más general en el dimensionamiento de vigas es aquél en el que son conocidos el momento flexionante y las resistencias de los materiales y se trata de determinar las dimensiones de la sección y el área de acero necesaria.

En la ecuación de flexión: $M_u = \phi [F_c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega)]$

Existen tres variables independientes que intervienen en el problema: b , d y W .

Según la forma en que se plantea el problema y de acuerdo con algún criterio conveniente, se suelen fijar los valores de dos de estas variables y se calcula la tercera de ellas.

Una forma común de proceder consiste en suponer un valor de P , a partir del cual se determina un valor de W , y el valor de la relación b/d . En casos prácticos puede resultar preferible partir de la relación b/h .

El valor de P que se suponga debe estar comprendido entre los límites inferior y superior permisibles, y debe fijarse atendiendo a consideraciones económicas.

Para condiciones de costos prevalecientes en México, los porcentajes pequeños suelen conducir a soluciones más económicas. Si el valor escogido es del orden de 0.35 a 0.50 $\rho_{balanceado}$ o menor, habrá poco riesgo de que las deflexiones sean excesivas. Sin embargo, puede suceder que sea necesario lograr secciones esbeltas por motivos arquitectónicos o para disminuir el peso propio, y entonces conviene usar porcentajes elevados. El valor de b/d que se suponga, influye considerablemente en el costo de la estructura: Mientras más peraltada sea la sección, menor es el consumo de materiales.



APUNTES DE CONCRETO II

Sin embargo, el uso de peraltes excesivamente grandes puede llevar a problemas de inestabilidad lateral y a un aumento en el costo de los acabados del edificio, debido al incremento en el espesor de los sistemas de piso. También el costo de la cimbra aumenta con el peralte de la viga. Cuando no existen limitaciones en el peralte, los valores b/d suelen estar comprendidos entre $\frac{1}{4}$ y $\frac{1}{2}$ aproximadamente.

5

EJEMPLOS DE VIGAS RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS.

Determinar el último momento resistente de una viga rectangular simplemente armada, investigando si la viga falla en tensión o compresión.

- A) Por medio de la cuña rectangular de esfuerzos.
- B) Por fórmulas.

DATOS:

5 5

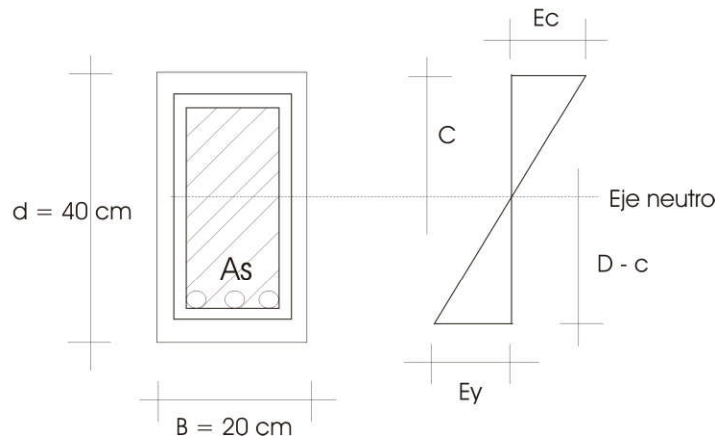


APUNTES DE CONCRETO II

Diagrama de Deformaciones

Datos

$B = 20 \text{ cm}$
 $d = 40 \text{ cm}$
 $r = 5 \text{ cm}$
 $F_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4250 \text{ kg/cm}^2$
 $A_s = 10.14 \text{ cm}^2$
(2 barras no. 8)



SOLUCION:

a).- Por medio de la cuña rectangular.

1.- Cálculo de la profundidad del eje neutro.

Cuyo valor no debe exceder de:

$$C = T$$

$$0.85F_c a b = A_s F_y$$

Suponiendo que el acero fluye.

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 b F_c}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación anterior tenemos:

$$a = \frac{(10.14)(4250)}{(0.85)(20)(200)} = 12.58 \text{ cm}$$

2.- Tipo de falla de la viga.



APUNTES DE CONCRETO II

Para calcular el tipo de falla de la viga, podemos calcular la Deformación Máxima del concreto cuando el acero empieza a fluir.

Del diagrama de Deformaciones de la figura anterior tenemos.

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y} = \frac{c}{d-c} \qquad \varepsilon_c = \frac{\varepsilon_y - c}{d-c}$$

Recordando que: $a = \beta_1 c$ y como $F_c = 200 \text{ kg/cm}^2 < 280 \text{ kg/cm}^2$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{Por lo tanto: } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.58}{0.85} = 14.80 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_y = \frac{F_y}{E_s} = \frac{4250}{2.1 \times 10^6} = 0.0021$$

$$\text{Por lo tanto: } \varepsilon_c = \frac{(0.0021)(14.80)}{40 - 14.80} = 0.0012$$

Resultó menor que 0.003 y por lo tanto, la viga falla en tensión.

3.- Momento resistente.

$$M_u = \phi \left[A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad \text{Donde } \phi = 0.90 \text{ para flexión}$$

Sustituyendo:

$$M_u = 0.90 \left[10.14 \times 4250 \left(40 - \frac{12.58}{2} \right) \right] = 1298230 \text{ kg} \cdot \text{m}$$



b).- Por Formulas.

1.- Calculo del porcentaje de acero.

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{10.14cm^2}{(20cm)(40cm)} = 0.0127$$

Cuyo valor no debe exceder de:

$$\rho = 0.75 \times 0.85 \beta_1 \frac{F_c}{F_y} \cdot \frac{6115}{6115 + F_y}$$

$$\rho = 0.75(0.85^2) \frac{200}{4250} \left[\frac{6115}{6115 + 4250} \right] = 0.0152$$

El porcentaje de la viga es mucho menor que el límite que señala el reglamento y que corresponde el 75% del valor del porcentaje para sección balanceada. Por lo tanto, "la viga es subreforzada y falla en tensión".

2.- Calculo del último momento resistente.

$$\omega = \rho \frac{F_y}{F_c}$$

$$\omega = \frac{(0.0127)(4250)}{200} = 0.268$$

$$M_u = \phi (bd^2 F_c \omega (1 - 0.59\omega))$$

Sustituyendo en la ecuación anterior tenemos:



APUNTES DE CONCRETO II

$$Mu = 0.90(20)(40^2)(200)(0.268)[1 - (0.59)(0.268)]$$

$$Mu = 1299593 \text{ kg-cm}$$

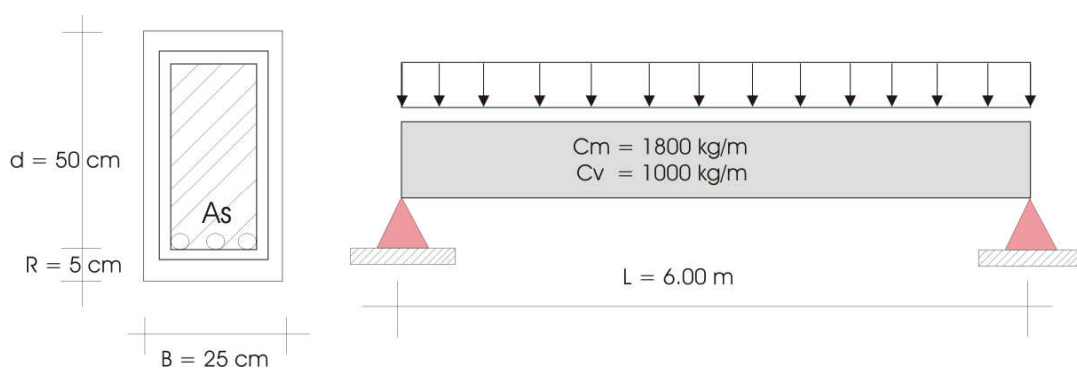
En los siguientes ejemplos se procede a calcular el área de acero de una viga rectangular simplemente armada para que resista un momento último dado, conociendo la resistencia de los materiales y proponiendo una sección.

Se busca que las vigas sean subreforzadas ya que como se mencionó anteriormente su falla ocurre más o menos lenta y va precedida de grietas y deflexiones que la anuncian.

Se resuelve por medio de fórmulas ya que es un procedimiento más rápido.

Ejemplo número 2

Diseñar por flexión el área de acero máxima que requiere una viga rectangular simplemente reforzada con $F_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, $F_y = 4220 \text{ kg/cm}^2$.



La carga muerta incluye el peso propio de la viga.

- Cálculo de la carga última:



APUNTES DE CONCRETO II

$$- D_{live} = 1800 \frac{kg}{m} ;$$

$$D_{LU} = 1.4D_{Live} = (1.4)(1800) = 2520 \frac{kg}{m}$$

$$- L_{LIVE} = 1000 \frac{kg}{m} ; L_{LU} = 1.7L_{Live} = (1.7)(1000) = 1700 \frac{kg}{m}$$

$$Wu = 4220 \frac{kg}{m}$$

Recuérdese que los factores de carga son 1.4 para carga muerta y de 1.7 para carga viva.

- Cálculo del momento último máximo
- Como la viga está simplemente apoyada, el momento máximo ocurre en el centro del claro y vale $\frac{WL^2}{8}$.

$$Mu = \frac{(4250)(6.00m)^2}{8} = 18990 \text{ kg} - m$$

- Cálculo del peralte efectivo.
- Con el fin de evitar deflexiones excesivas en la viga, se propone un porcentaje $\rho = 0.5\rho_{balanceado}$.

$$\rho_b = \frac{(0.85)(0.85)(200)}{4250} \left[\frac{6115}{6115 + 4250} \right] = 0.02026$$

$$\rho = (0.5)(0.02026) = 0.0101$$

$$W = \rho \frac{Fy}{F^c} = (0.0101) \left(\frac{4220}{200} \right) = 0.216$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi F^c b \omega (1 - 0.59\omega)}} = \sqrt{\frac{(18990)(100)}{(0.90)(200)(0.213)(1 - (0.59 \times 0.123))}}$$



APUNTES DE CONCRETO II

$$d = 47.60\text{cm} \approx 50\text{cm}$$

nota: Para que las unidades sean compatibles en la formula "Mu" debe sustituirse en kg-m

Como el peralte efectivo "d" adoptado fuè de 50 cm en lugar de 47 cm, cambia el índice de refuerzo de la sección supuesta.

$$\omega = 0.849 - \sqrt{(0.721 - \frac{(18990)(100)}{(0.53)(200)(25)(50^2)})} = 0.190$$

$$\rho = \omega \frac{F_c}{F_y} = (0.190) \left(\frac{200}{4220} \right) = 0.0090$$

Comparando los porcentajes de acero permisibles, tenemos:

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = (0.75)(0.2026) = 0.0033$$

$$0.003 < 0.0090 < 0.0152$$

Por lo tanto el porcentaje obtenido esta dentro de lo permitido.

Obtención del área de acero.

$$A_s = \rho b d = (0.0090)(25\text{cm})(50\text{cm}) = 11.25\text{cm}^2$$

Comparando el peralte total "h" con el mínimo que recomienda el reglamento A.C.I. 318-02, para evitar el calculo de deflexiones.

Peralte mínimo recomendado.



APUNTES DE CONCRETO II

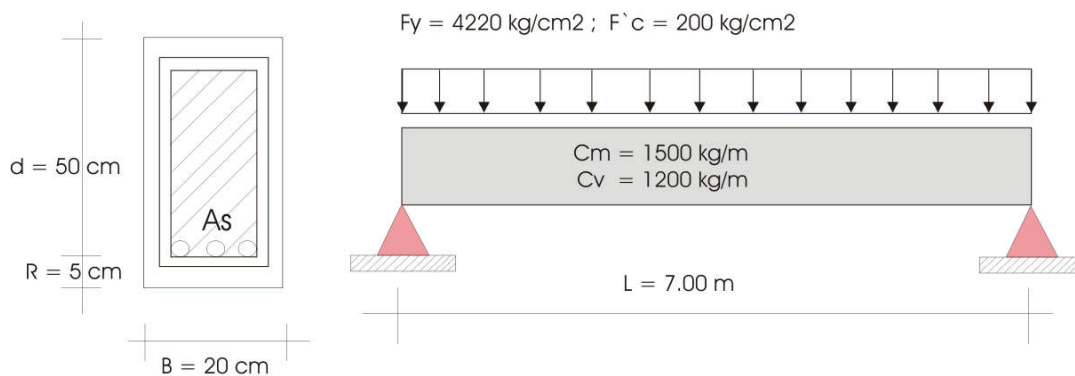
$$h = \frac{L}{16} = \frac{600\text{cm}}{16} = 37.5\text{cm} \text{ , para vigas simplemente apoyadas.}$$

37.5 cm < 50 cm, por lo tanto el peralte obtenido es correcto. ✓ o.k.

Ejemplo número 3

Calcular el área máxima de acero que requiere la viga doblemente empotrada de la figura siguiente.

La carga muerta no incluye el peso propio de la viga.



Suponiendo $b = 20\text{ cm}$, $d = 45\text{ cm}$ y una recubrimiento $r = 5\text{ cm}$.

Calculo del peso propio de la viga:

$$W_{\text{propio}} = (0.20)(0.50)(2400) = 240\text{ kg/m}$$



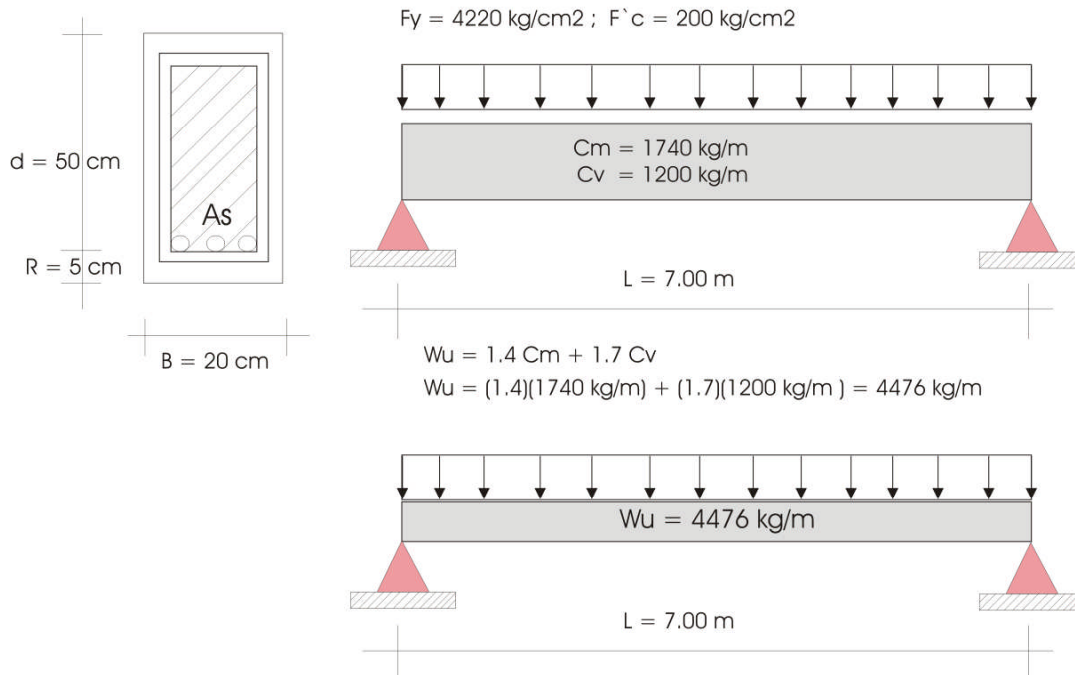
APUNTES DE CONCRETO II

Sumando el peso propio a la carga muerta existente, tendremos:

$$C_m \text{ total} = 1.4 C_m + 1.7 C_v$$

$$C_m \text{ total} = 1500 \text{ kg/m} + 240 \text{ kg/m} = 1740 \text{ kg/m}$$

La carga muerta no incluye el peso propio de la viga.





UNIVERSIDAD AUTONOMA DE COAHUILA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL U.T.



APUNTES DE CONCRETO II



APUNTES DE CONCRETO II

$$W_u = 1.4 C_m + 1.7 C_v$$

$$W_u = (1.4)(1740 \text{ kg/m}) + (1.7)(1200 \text{ kg/m}) = 4476 \text{ kg/m}$$

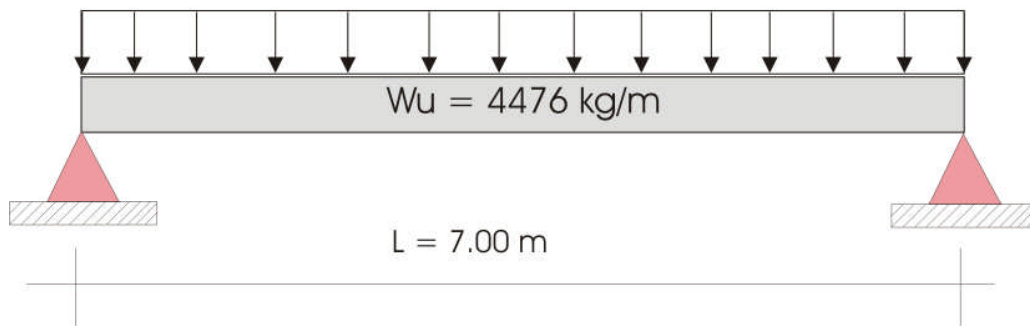
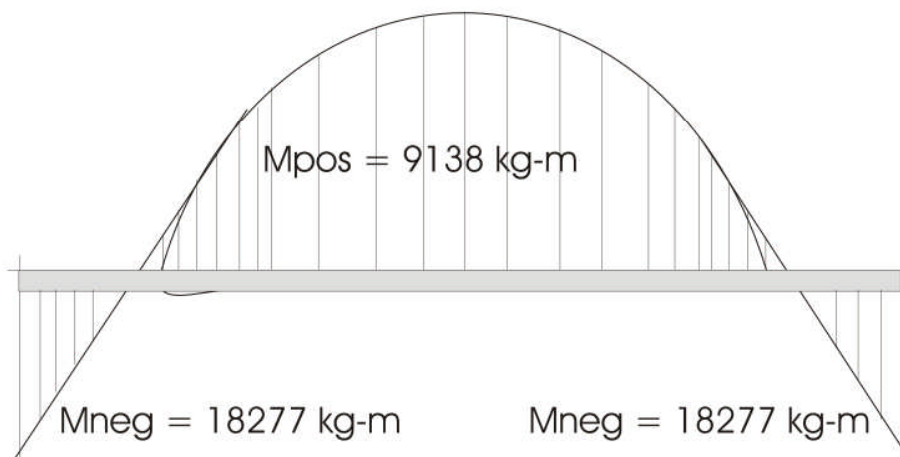


Diagrama de Momentos



Calculo del área de acero para Momento Negativo:

$$\omega = 0.849 - \sqrt{0.721 - \left(\frac{18277 \times 100}{(0.53)(200)(20)(45^2)} \right)} = 0.3056$$

$$\rho = \omega \frac{F_c}{F_y} = \frac{(0.3056)(200)}{4220} = 0.0145$$



Comparando el porcentaje obtenido con los permisibles, tenemos:

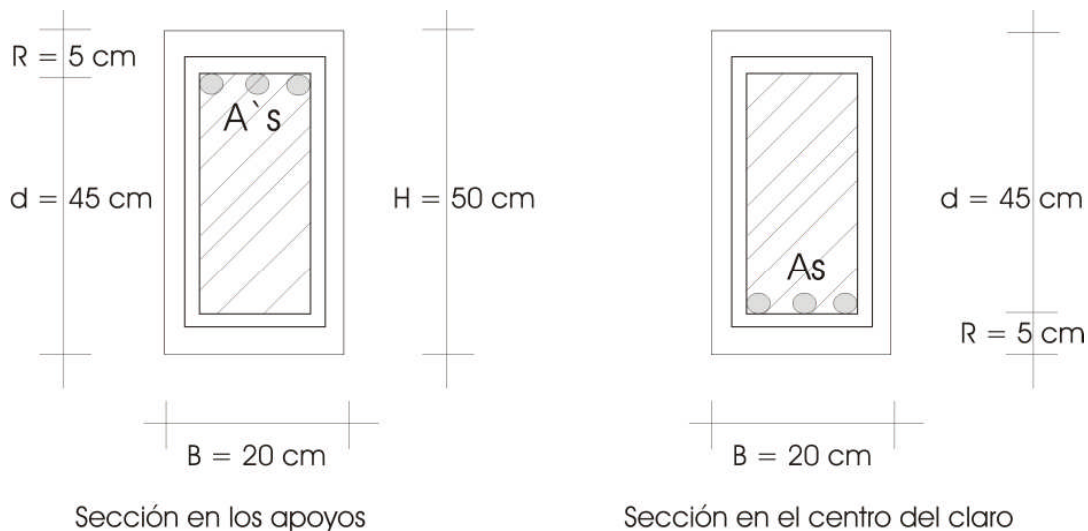
$$\rho_{\min} = \frac{14.5}{F_y} = \frac{14.5}{4220} = 0.0033 \quad ; \quad \rho_{\max} = 0.75 \rho_{\text{balanceado}}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \frac{0.85 \beta_1 F_c}{F_y} \left[\frac{6115}{6115 + F_y} \right] = 0.75 \frac{(0.85^2)(200)}{4220} \left[\frac{6115}{6115 + 4220} \right] = 0.0152$$

$$0.0033 < 0.0145 < 0.0152 \quad \text{o.k. } \checkmark$$

Por lo tanto el porcentaje obtenido es correcto.

$$A_s = \rho b d = (0.0145)(20\text{cm})(45\text{cm}) = 13.05\text{cm}^2$$



^{6 6} EL



Cálculo del área de acero para momento negativo:

$$M_{(+)\max} = 9138.50 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\omega = 0.849 - \sqrt{(0.0721) - \left[\frac{(9138.50)(100)}{(0.53)(200)(20)(50^2)} \right]} = 0.136$$

$$\rho = \omega \frac{F_c}{F_y} = \frac{(0.136)(200)}{4220} = 0.0064$$

$$\rho_{\min imo} < 0.0064 < \rho_{\max imo}$$

$$A_s = \rho b d = (0.0064)(20 \text{ cm})(45 \text{ cm}) = 5.76 \text{ cm}^2$$



**UNIVERSIDAD AUTONOMA DE COAHUILA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL U.T.**



APUNTES DE CONCRETO II

I



NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS

PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE

ESTRUCTURAS DE CONCRETO



ÍNDICE

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

NOTACIÓN

1. CONSIDERACIONES GENERALES
 - 1.1 Alcance
 - 1.2 Unidades
 - 1.3 Criterios de diseño
 - 1.3.1 Estados límite de falla



1.3.2 Estados límite de servicio

1.3.3 Diseño por durabilidad

1.3.4 Diseño por sismo

1.4 Análisis

1.4.1 Aspectos generales

1.4.2 Efectos de esbeltez

1.4.2.1 Conceptos preliminares

1.4.2.2 Método de amplificación de momentos flexionantes

1.4.2.3 Análisis de segundo orden

1.5 Materiales

1.5.1 Concreto

1.5.1.1 Materiales componentes para concretos clase 1 y 2

1.5.1.2 Resistencia a compresión

1.5.1.3 Resistencia a tensión

1.5.1.4 Módulo de elasticidad

1.5.1.5 Contracción por secado

1.5.1.6 Deformación diferida

1.5.2 Acero

1.6 Dimensiones de diseño

1.7 Factores de resistencia

2. estados límite de falla



- 2.1 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión
- 2.2 Flexión
 - 2.2.1 Refuerzo mínimo
 - 2.2.2 Refuerzo máximo
 - 2.2.3 Secciones L y T
 - 2.2.4 Fórmulas para calcular resistencias
 - 2.2.5 Resistencia a flexión de vigas diafragma
- 2.3 Flexocompresión
 - 2.3.1 Excentricidad mínima
 - 2.3.2 Compresión y flexión en dos direcciones
- 2.4 Aplastamiento
- 2.5 Fuerza cortante
 - 2.5.1 Fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR}
 - 2.5.1.1 Vigas sin presfuerzo
 - 2.5.1.2 Elementos anchos
 - 2.5.1.3 Miembros sujetos a flexión y carga axial
 - 2.5.1.4 Miembros de concreto presforzado
 - 2.5.2 Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin presfuerzo
 - 2.5.2.1 Requisitos generales
 - 2.5.2.2 Refuerzo mínimo
 - 2.5.2.3 Separación del refuerzo transversal



- 2.5.2.4 Limitación para V_u
- 2.5.2.5 Fuerza cortante que toma un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas
- 2.5.3 Refuerzo por tensión diagonal en vigas presforzadas
 - 2.5.3.1 Requisitos generales
 - 2.5.3.2 Refuerzo mínimo
 - 2.5.3.3 Fuerza cortante que toma el refuerzo transversal
- 2.5.4 Proximidad a reacciones y cargas concentradas
- 2.5.5 Vigas con tensiones perpendiculares a su eje
- 2.5.6 Interrupción y traslape del refuerzo longitudinal
- 2.5.7 Fuerza cortante en vigas diafragma
 - 2.5.7.1 Sección crítica
 - 2.5.7.2 Refuerzo mínimo
 - 2.5.7.3 Fuerza cortante que toma el refuerzo transversal
 - 2.5.7.4 Limitación para V_u
- 2.5.8 Refuerzo longitudinal en trabes
- 2.5.9 Fuerza cortante en losas y zapatas
 - 2.5.9.1 Sección crítica
 - 2.5.9.2 Esfuerzo cortante de diseño
 - 2.5.9.3 Resistencia de diseño del concreto
 - 2.5.9.4 Refuerzo mínimo
 - 2.5.9.5 Refuerzo necesario para resistir la fuerza cortante



2.5.10 Resistencia a fuerza cortante por fricción

2.5.10.1 Requisitos generales

2.5.10.2 Resistencia de diseño

2.5.10.3 Tensiones normales al plano crítico

2.6 Torsión

2.6.1 Elementos en los que se pueden desprestigiar los efectos de torsión.

2.6.2 Cálculo del momento torsionante de diseño, T_u

2.6.2.1 Cuando afecta directamente al equilibrio

2.6.2.2 Cuando no afecta directamente al equilibrio

2.6.2.3 Cuando pasa de una condición isostática a hiperestática

2.6.3 Resistencia a torsión

2.6.3.1 Dimensiones mínimas

2.6.3.2 Refuerzo por torsión

2.6.3.3 Detalles del refuerzo

2.6.3.4 Refuerzo mínimo por torsión

2.6.3.5 Separación del refuerzo por torsión

3. Estados límite de servicio

3.1 Esfuerzos bajo condiciones de servicio

3.2 Deflexiones

3.2.1 Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

3.2.1.1 Deflexiones inmediatas

3.2.1.2 Deflexiones diferidas



- 3.3 Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

- 4. Diseño por durabilidad
 - 4.1 Disposiciones generales
 - 4.1.1 Requisitos básicos
 - 4.1.2 Requisito complementario
 - 4.1.3 Tipos de cemento
 - 4.2 Clasificación de exposición
 - 4.3 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2
 - 4.4 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C
 - 4.5 Requisitos para concretos con clasificación de exposición D
 - 4.6 Requisitos para concretos expuestos a sulfatos
 - 4.7 Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión
 - 4.8 Restricciones sobre el contenido de químicos contra la corrosión
 - 4.8.1 Restricciones sobre el ion cloruro para protección contra la corrosión
 - 4.8.2 Restricción en el contenido de sulfato
 - 4.8.3 Restricciones sobre otras sales
 - 4.9 Requisitos para el recubrimiento del acero de refuerzo
 - 4.9.1 Disposición general
 - 4.9.2 Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto
 - 4.9.3 Recubrimiento para protección contra la corrosión
 - 4.10 Reacción álcali–agregado



- 5. Requisitos complementarios
 - 5.1 Anclaje
 - 5.1.1 Requisito general
 - 5.1.2 Longitud de desarrollo de barras a tensión
 - 5.1.2.1 Barras rectas
 - 5.1.2.2 Barras con dobleces
 - 5.1.3 Longitud de desarrollo de barras a compresión
 - 5.1.4 Vigas y muros
 - 5.1.4.1 Requisitos generales
 - 5.1.4.2 Requisitos adicionales
 - 5.1.5 Columnas
 - 5.1.6 Anclajes mecánicos
 - 5.1.7 Anclaje del refuerzo transversal
 - 5.1.8 Anclaje de malla de alambre soldado
 - 5.2 Revestimientos
 - 5.3 Tamaño máximo de agregados
 - 5.4 Paquetes de barras
 - 5.5 Dobleces del refuerzo
 - 5.6 Uniones de barras
 - 5.6.1 Uniones de barras sujetas a tensión
 - 5.6.1.1 Requisitos generales
 - 5.6.1.2 Traslape



5.6.1.3 Uniones soldadas o mecánicas

5.6.2 Uniones de malla de alambre soldado

5.6.3 Uniones de barras sujetas a compresión

5.7 Refuerzo por cambios volumétricos

5.8 Inclusiones

5.9 Separación entre barras de refuerzo

6. DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES

6.1 Vigas

6.1.1 Requisitos generales

6.1.2 Pandeo lateral

6.1.3 Refuerzo complementario en las paredes de las vigas

6.1.4 Vigas diafragma

6.1.4.1 Disposición del refuerzo por flexión

6.1.4.2 Revisión de las zonas a compresión

6.1.4.3 Disposición del refuerzo por fuerza cortante

6.1.4.4 Dimensionamiento de los apoyos

6.1.4.5 Vigas diafragma que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano (vigas de acoplamiento)

6.1.5 Vigas de sección compuesta

6.1.5.1 Conceptos generales

6.1.5.2 Efectos de la fuerza cortante horizontal

6.1.5.3 Efectos de la fuerza cortante vertical



6.2 Columnas

6.2.1 Geometría

6.2.2 Refuerzo mínimo y máximo

6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal

6.2.3.1 Criterio general

6.2.3.2 Separación

6.2.3.3 Detallado

6.2.4 Columnas zunchadas

6.2.5 Resistencia mínima a flexión de columnas

6.2.5.1 Resistencia a fuerza cortante en uniones viga–columna

6.2.6 Detalles del refuerzo en intersecciones con vigas o losas

6.3 Losas

6.3.1 Disposiciones generales

6.3.1.1 Método de análisis

6.3.1.2 Losas encasetonadas

6.3.2 Losas que trabajan en una dirección

6.3.3 Losas apoyadas en su perímetro

6.3.3.1 Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas

6.3.3.2 Secciones críticas y franjas de refuerzo

6.3.3.3 Distribución de momentos flexionantes entre tableros adyacentes

6.3.3.4 Disposiciones sobre el refuerzo



- 6.3.3.5 Peralte mínimo
- 6.3.3.6 Revisión de la resistencia a fuerza cortante
- 6.3.4 Cargas lineales
- 6.3.5 Cargas concentradas
- 6.3.6 Losas encasetonadas
- 6.4 Zapatas
 - 6.4.1 Diseño por flexión
 - 6.4.2 Diseño por cortante
 - 6.4.3 Anclaje
 - 6.4.4 Diseño por aplastamiento
 - 6.4.5 Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado
- 6.5 Muros
 - 6.5.1 Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas
 - 6.5.1.1 Ancho efectivo ante cargas concentradas
 - 6.5.1.2 Refuerzo mínimo
 - 6.5.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano
 - 6.5.2.1 Alcances y requisitos generales
 - 6.5.2.2 Momentos flexionantes de diseño
 - 6.5.2.3 Flexión y flexocompresión
 - 6.5.2.4 Elementos de refuerzo en los extremos de muros
 - 6.5.2.5 Fuerza cortante
 - 6.5.2.6 Muros acoplados



- 6.6 Diafragmas y elementos a compresión de contraventeos
 - 6.6.1 Alcance
 - 6.6.2 Firmes colados sobre elementos prefabricados
 - 6.6.3 Espesor mínimo del firme
 - 6.6.4 Diseño
 - 6.6.5 Refuerzo
 - 6.6.6 Elementos de refuerzo en los extremos
- 6.7 Arcos, cascarones y losas plegadas
 - 6.7.1 Análisis
 - 6.7.2 Simplificaciones en el análisis de cascarones y losas plegadas
 - 6.7.3 Dimensionamiento
- 6.8 Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos
- 6.9 Ménsulas
 - 6.9.1 Requisitos generales
 - 6.9.2 Dimensionamiento del refuerzo
 - 6.9.3 Detallado del refuerzo
 - 6.9.4 Área de apoyo
- 7. Marcos dúctiles
 - 7.1 Requisitos generales
 - 7.1.1 Estructuras diseñadas con Q igual a 4
 - 7.1.2 Estructuras diseñadas con Q igual a 3
 - 7.1.3 Miembros estructurales de cimentaciones



- 7.1.4 Requisitos complementarios
- 7.1.5 Características mecánicas de los materiales
- 7.1.6 Uniones soldadas de barras
- 7.1.7 Dispositivos mecánicos para unir barras
- 7.2 Miembros a flexión
 - 7.2.1 Requisitos geométricos
 - 7.2.2 Refuerzo longitudinal
 - 7.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento
 - 7.2.4 Requisitos para fuerza cortante
 - 7.2.4.1 Fuerza cortante de diseño
 - 7.2.4.2 Refuerzo transversal para fuerza cortante
- 7.3 Miembros a flexocompresión
 - 7.3.1 Requisitos geométricos
 - 7.3.2 Resistencia mínima a flexión de columnas
 - 7.3.2.1 Procedimiento general
 - 7.3.2.2 Procedimiento optativo
 - 7.3.3 Refuerzo longitudinal
 - 7.3.4 Refuerzo transversal
 - 7.3.5 Requisitos para fuerza cortante
 - 7.3.5.1 Criterio y fuerza de diseño
 - 7.3.5.2 Contribución del concreto a la resistencia
 - 7.3.5.3 Refuerzo transversal por cortante



- 7.4 Uniones viga–columna
 - 7.4.1 Requisitos generales
 - 7.4.2 Refuerzo transversal horizontal
 - 7.4.3 Refuerzo transversal vertical
 - 7.4.4 Resistencia a fuerza cortante
 - 7.4.5 Anclaje del refuerzo longitudinal
 - 7.4.5.1 Barras que terminan en el nudo
 - 7.4.5.2 Barras continuas a través del nudo
- 7.5 Conexiones viga–columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna
 - 7.5.1 Requisitos generales
 - 7.5.2 Refuerzo longitudinal de las vigas
 - 7.5.3 Resistencia mínima a flexión de columnas
 - 7.5.4 Uniones viga–columna
- 8. Losas planas
 - 8.1 Requisitos generales
 - 8.2 Sistemas losa plana–columnas para resistir sismo
 - 8.3 Análisis
 - 8.3.1 Consideraciones generales
 - 8.3.2 Análisis aproximado por carga vertical
 - 8.3.2.1 Estructuras sin capiteles ni ábacos
 - 8.3.2.2 Estructuras con capiteles y ábacos



- 8.3.3 Análisis aproximado ante fuerzas laterales
 - 8.3.3.1 Estructuras sin capiteles ni ábacos
 - 8.3.3.2 Estructuras con capiteles y ábacos
- 8.4 Transmisión de momento entre losa y columnas
- 8.5 Dimensionamiento del refuerzo para flexión
- 8.6 Disposiciones complementarias sobre el refuerzo
- 8.7 Secciones críticas para momento
- 8.8 Distribución de los momentos en las franjas
- 8.9 Efecto de la fuerza cortante
- 8.10 Peraltes mínimos
- 8.11 Dimensiones de los ábacos
- 8.12 Aberturas
- 9. Concreto Presforzado
 - 9.1 Introducción
 - 9.1.1 Definición de elementos de acero para presfuerzo
 - 9.2 Presfuerzo parcial y presfuerzo total
 - 9.3 Estados límite de falla
 - 9.3.1 Flexión y flexocompresión
 - 9.3.1.1 Esfuerzo en el acero de presfuerzo en elementos a flexión
 - 9.3.1.2 Refuerzo mínimo en elementos a flexión
 - 9.3.1.3 Refuerzo máximo en elementos a flexión
 - 9.3.1.4 Secciones T sujetas a flexión



9.3.1.5 Refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

9.3.2 Fuerza cortante

9.3.3 Pandeo debido al presfuerzo

9.3.4 Torsión

9.4 Estados límite de servicio

9.4.1 Elementos con presfuerzo total

9.4.1.1 Esfuerzos permisibles en el concreto

9.4.1.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

9.4.1.3 Deflexiones

9.4.2 Elementos con presfuerzo parcial

9.4.2.1 Esfuerzos permisibles en el concreto

9.4.2.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

9.4.2.3 Deflexiones

9.4.2.4 Agrietamiento

9.5 Pérdidas de presfuerzo

9.5.1 Pérdidas de presfuerzo en elementos pretensados

9.5.2 Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados

9.5.3 Criterios de valuación de las pérdidas de presfuerzo

9.5.4 Indicaciones en planos

9.6 Requisitos complementarios

9.6.1 Zonas de anclaje

9.6.1.1 Geometría



- 9.6.1.2 Refuerzo
- 9.6.1.3 Esfuerzos permisibles de aplastamiento en el concreto de elementos postensados para edificios
- 9.6.2 Longitud de desarrollo y de transferencia del acero de presfuerzo
- 9.6.3 Anclajes y acopladores para postensado
- 9.6.4 Revisión de los extremos con continuidad
- 9.6.5 Recubrimiento en elementos de concreto presforzado
 - 9.6.5.1 Elementos que no están en contacto con el terreno
 - 9.6.5.2 Elementos de concreto presforzado en contacto con el terreno
 - 9.6.5.3 Elementos de concreto presforzado expuestos a agentes agresivos
 - 9.6.5.4 Barras de acero ordinario en elementos de concreto presforzado
- 9.6.6 Separación entre elementos de acero para presfuerzo
 - 9.6.6.1 Separación libre horizontal entre alambres y entre torones
 - 9.6.6.2 Separación libre horizontal entre ductos de postensado
 - 9.6.6.3 Separación libre vertical entre alambres y entre torones
 - 9.6.6.4 Separación libre vertical entre ductos de postensado
 - 9.6.6.5 Separación libre vertical y horizontal entre barras de acero ordinario en elementos de concreto presforzado
- 9.6.7 Protección contra corrosión
- 9.6.8 Resistencia al fuego
- 9.6.9 Ductos para postensado
- 9.6.10 Lechada para tendones de presfuerzo



- 9.7 Losas postensadas con tendones no adheridos
 - 9.7.1 Requisitos generales
 - 9.7.1.1 Definiciones
 - 9.7.1.2 Losas planas apoyadas en columnas
 - 9.7.1.3 Losas apoyadas en vigas
 - 9.7.1.4 Factores de reducción
 - 9.7.2 Estados límite de falla
 - 9.7.2.1 Flexión
 - 9.7.2.2 Cortante
 - 9.7.3 Sistemas de losas postensadas–columnas bajo sismo
 - 9.7.4 Estados límite de servicio
 - 9.7.4.1 Esfuerzos permisibles en el concreto
 - 9.7.4.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo
 - 9.7.4.3 Deflexiones
 - 9.7.4.4 Agrietamiento
 - 9.7.4.5 Corrosión
 - 9.7.4.6 Resistencia al fuego
 - 9.7.5 Zonas de anclaje
- 10. Concreto prefabricado
 - 10.1 Requisitos generales
 - 10.2 Estructuras prefabricadas
 - 10.3 Conexiones



10.4 Sistemas de piso

11. Concreto de alta resistencia

11.1 Definición

11.2 Empleo de concretos de alta resistencia

11.2.1 Disposiciones generales

11.2.2 Limitaciones al empleo de concretos de alta resistencia

11.3 Propiedades mecánicas

11.3.1 Módulo de elasticidad

11.3.2 Resistencia a tensión

11.3.3 Contracción por secado

11.3.4 Deformación diferida

12. Concreto ligero

12.1 Requisitos generales

12.2 Requisitos complementarios

13. Concreto simple

13.1 Limitaciones

13.2 Juntas

13.3 Método de diseño

13.4 Esfuerzos de diseño

14. Construcción

14.1 Cimbra

14.1.1 Disposiciones generales



14.1.2 Descimbrado

14.2 Acero

14.2.1 Disposiciones generales

14.2.2 Control en la obra

14.2.3 Extensiones futuras

14.3 Concreto

14.3.1 Materiales componentes

14.3.2 Elaboración del concreto

14.3.3 Requisitos y control del concreto fresco

14.3.4 Requisitos y control del concreto endurecido

14.3.4.1 Resistencia a compresión

14.3.4.2 Módulo de elasticidad

14.3.5 Transporte

14.3.6 Colocación y compactación

14.3.7 Temperatura

14.3.8 Morteros aplicados neumáticamente



14.3.9 Curado

14.3.10 Juntas de colado.....

14.3.11 Tuberías y ductos incluidos en el concreto

14.4 Requisitos complementarios para concreto presforzado

14.4.1 Lechada para tendones adheridos

14.4.2 Tendones de presfuerzo

14.4.3 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo

14.5 Requisitos complementarios para estructuras prefabricadas

14.6 Tolerancias



Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de
Concreto

NOTACIÓN

A área de concreto a tensión dividida entre el número de barras; también, área de la sección definida por el plano crítico de cortante por fricción; también, área de la sección transversal comprendida entre la cara a tensión por flexión de la losa postensada y el centro de gravedad de la sección completa, mm^2 (cm^2)

A_1 área de contacto en la revisión por aplastamiento, mm^2 (cm^2)

A_2 área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga, mm^2 (cm^2)

A_c área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal, mm^2 (cm^2)

A_{cm} área bruta de la sección de concreto comprendida por el espesor del muro y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante de diseño, mm^2 (cm^2)

A_{cp} área de la sección transversal del elemento, incluida dentro del perímetro del elemento de concreto, mm^2 (cm^2)

A_{cr} área de la sección crítica para transmitir cortante entre columnas y losas o zapatas, mm^2 (cm^2)

A_f área del acero de refuerzo principal necesario para resistir el momento flexionante en ménsulas, mm^2 (cm^2)

A_g área bruta de la sección transversal, mm^2 (cm^2)

A_h área de los estribos complementarios horizontales en ménsulas, mm^2 (cm^2)

A_n área del acero de refuerzo principal necesario para resistir la fuerza de tensión horizontal P_{hu} en ménsulas, mm^2 (cm^2)



APUNTES DE CONCRETO II

A_o área bruta encerrada por el flujo de cortante en elementos a torsión, mm^2 (cm^2)

A_{oh} área comprendida por el perímetro p_h , mm^2 (cm^2)

A_s área de refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión; también, área total del refuerzo longitudinal en columnas; o también, área de las barras principales en ménsulas, mm^2 (cm^2)

A_s' área de acero de refuerzo longitudinal en compresión en elementos a flexión, mm^2 (cm^2)

$A_{s,\text{mín}}$ área mínima de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares, mm^2 (cm^2)

A_{sd} área total del acero de refuerzo longitudinal de cada elemento diagonal en vigas diafragma que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en un plano, también llamadas vigas de acoplamiento, mm^2 (cm^2)

A_{sh} área del acero de refuerzo transversal por confinamiento en elementos a flexocompresión, mm^2 (cm^2)

A_{sm} área del acero de refuerzo de integridad estructural en losas planas postensadas, mm^2 (cm^2)

A_{sp} área del acero de refuerzo que interviene en el cálculo de la resistencia a flexión de vigas T e I sin acero de compresión; también, área del acero de prefuerzo en la zona de tensión, mm^2 (cm^2)

A_{st} área del acero de refuerzo longitudinal requerido por torsión, mm^2 (cm^2)

A_t área transversal de una rama de estribo que resiste torsión, colocado a una separación s , mm^2 (cm^2)

A_{tr} área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan, mm^2 (cm^2)

A_v área de todas las ramas de refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s ; también, en vigas diafragma, área de acero de refuerzo vertical comprendida en una distancia s , mm^2 (cm^2)

A_{vf} área del acero de refuerzo por cortante por fricción, mm^2 (cm^2)

A_{vh} área de acero de refuerzo horizontal comprendida en una distancia s_h en vigas diafragma, mm^2 (cm^2)



APUNTES DE CONCRETO II

A_{vm} área de acero de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_m en muros y segmentos de muro, mm^2 (cm^2)

A_{vn} área de acero de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_n en muros y segmentos de muro, mm^2 (cm^2)

a profundidad del bloque de esfuerzos a compresión en el concreto; también, en ménsulas, distancia de la carga al paño donde arranca la ménsula, mm (cm)

a_1, a_2 respectivamente, claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata, m

a_s área transversal de una barra, mm^2 (cm^2)

a_{s1} área transversal del refuerzo por cambios volumétricos, por unidad de ancho de la pieza, mm^2/mm (cm^2/cm)

B_e ancho de losa usado para calcular la rigidez a flexión de vigas equivalentes, mm (cm)

B_t ancho total de la losa entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, mm (cm)

b ancho de una sección rectangular, o ancho del patín a compresión en vigas T, I o L, o ancho de una viga ficticia para resistir fuerza cortante en losas o zapatas, mm (cm)

b' ancho del alma de una sección T, I o L, mm (cm)

b_c dimensión del núcleo de un elemento a flexocompresión, normal al refuerzo de área A_{sh} , mm (cm)

b_e ancho efectivo para resistir fuerza cortante de la unión viga–columna, mm (cm)

b_o perímetro de la sección crítica por tensión diagonal alrededor de cargas concentradas a reacciones en losas y zapatas, mm (cm)

b_v ancho del área de contacto en vigas de sección compuesta, mm (cm)

C_f coeficiente de deformación axial diferida final

C_m factor definido en la sección 1.4.2.2 y que toma en cuenta la forma del diagrama de momentos flexionantes



APUNTES DE CONCRETO II

c separación o recubrimiento; también, profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión; o también, en muros, la mayor profundidad del eje neutro calculada para la carga axial de diseño y el momento resistente (igual al momento último resistente con factor de resistencia unitario) y consistente con el desplazamiento lateral de diseño, δ_u , mm (cm)

c_1 dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, paralela a la dirección de análisis; también, dimensión paralela al momento transmitido en losas planas, mm (cm)

c_2 dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, normal a la dirección de análisis; también, dimensión normal al momento transmitido en losas planas, mm (cm)

D diámetro de una columna, mm (cm)

D_p diámetro de un pilote en la base de la zapata, mm (cm)

d peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, mm (cm)

d' distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema a compresión, mm (cm)

d_b diámetro nominal de una barra, mm (cm)

d_c recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella, mm (cm)

d_p distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo, mm (cm)

d_s distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del acero de refuerzo longitudinal ordinario a tensión, mm (cm)

E_c módulo de la elasticidad del concreto de peso normal, MPa (kg/cm²)

E_L módulo de elasticidad del concreto ligero, MPa (kg/cm²)

E_s módulo de elasticidad del acero, MPa (kg/cm²)

e base de los logaritmos naturales

e_x excentricidad en la dirección X de la fuerza normal en elementos a flexocompresión, mm (cm)



APUNTES DE CONCRETO II

e_y excentricidad en la dirección Y de la fuerza normal en elementos a flexocompresión, mm (cm)

F_{ab} factor de amplificación de momentos flexionantes en elementos a flexocompresión con extremos restringidos lateralmente

F_{as} factor de amplificación de momentos flexionantes en elementos a flexocompresión con extremos no restringidos lateralmente

F_R factor de resistencia

f_b esfuerzo de aplastamiento permisible, MPa (kg/cm²)

f_c' resistencia especificada del concreto a compresión, MPa (kg/cm²)

f_c'' magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, MPa (kg/cm²)

resistencia media a compresión del concreto, MPa (kg/cm²)

f_c^* resistencia nominal del concreto a compresión, MPa (kg/cm²)

f_{ci}' resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia, MPa (kg/cm²)

f_{cp} esfuerzo de compresión efectivo debido al presfuerzo, después de todas las pérdidas, en el centroide de la sección transversal o en la unión del alma y el patín, MPa (kg/cm²)

resistencia media a tensión por flexión del concreto o módulo de rotura, MPa (kg/cm²)

f_f^* resistencia nominal del concreto a flexión, MPa (kg/cm²)

f_s esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, MPa (kg/cm²)

f_{se} esfuerzo en el acero de presfuerzo en condiciones de servicio después de pérdidas, MPa (kg/cm²)

f_{sp} esfuerzo en el acero de presfuerzo cuando se alcanza la resistencia a flexión del elemento, MPa (kg/cm²)

f_{sr} esfuerzo resistente del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm²)



APUNTES DE CONCRETO II

resistencia media del concreto a tensión, MPa (kg/cm²)

f_t^* resistencia nominal del concreto a tensión, MPa (kg/cm²)

f_y esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, MPa (kg/cm²)

f_{yh} esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal o, en vigas diafragma, del acero de refuerzo horizontal, MPa (kg/cm²)

f_{yp} esfuerzo convencional de fluencia del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm²)

f_{yt} esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal necesario para resistir torsión, MPa (kg/cm²)

f_{yv} esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal necesario para resistir fuerza cortante, MPa (kg/cm²)

H longitud libre de un miembro a flexocompresión, o altura del segmento o tablero del muro en consideración, en ambos casos perpendicular a la dirección de la fuerza cortante, mm (cm)

H' longitud efectiva de pandeo de un miembro a flexocompresión, mm (cm)

H_{cr} altura crítica de un muro, mm (cm)

H_m altura total de un muro, mm (cm)

h peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante; también, altura de entrepiso eje a eje, mm (cm)

h_1 distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo principal de tensión, mm (cm)

h_2 distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión, mm (cm)

h_s, h_p peralte de viga secundaria y principal, respectivamente, mm (cm)

I_1, I_2, I_3 momentos de inercia para calcular deflexiones inmediatas, mm⁴ (cm⁴)

I_{ag} momento de inercia de la sección transformada agrietada, mm⁴ (cm⁴)

I_e momento de inercia efectivo, mm⁴ (cm⁴)



APUNTES DE CONCRETO II

I_g momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro, mm^4 (cm^4)

I_p índice de presfuerzo

J_c parámetro para el cálculo del esfuerzo cortante actuante debido a transferencia de momento entre columnas y losas o zapatas, mm^4 (cm^4)

K coeficiente de fricción por desviación accidental por metro de tendón, 1/m

K_{tr} índice de refuerzo transversal, mm (cm)

k factor de longitud efectiva de pandeo de un miembro a flexocompresión; también, coeficiente para determinar el peralte mínimo en losas planas

L claro de un elemento; también, longitud de un muro o de un tablero de muro en la dirección de la fuerza cortante de diseño; o también, en concreto presfuerzo, longitud del tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto x, mm (cm)

L_d longitud de desarrollo, mm (cm)

L_{db} longitud básica de desarrollo, mm (cm)

l_1, l_2 claros centro a centro en cada dirección principal para determinar el refuerzo de integridad estructural en losas planas postensadas, m

M momento flexionante que actúa en una sección, N-mm (kg-cm)

M_1 menor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión; también, en marcos dúctiles con articulaciones alejadas de las columnas, demanda de momento flexionante en la cara de la columna (sección 1) debida a la formación de la articulación plástica en la sección 2, N-mm (kg-cm)

M_2 mayor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión; también, en marcos dúctiles con articulaciones plásticas alejadas de la columna, momentos flexionantes resistentes asociados a la formación de la articulación plástica en la sección 2, N-mm (kg-cm)

M_{1b}, M_{2b} momentos flexionantes multiplicados por el factor de carga, en los extremos respectivos donde actúan M_1 y M_2 , producidos por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)



APUNTES DE CONCRETO II

M_{1s} , M_{2s} momentos flexionantes multiplicados por el factor de carga, en los extremos respectivos donde actúan M_1 y M_2 , producidos por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)

M_{a1} , M_{a2} en marcos dúctiles con articulaciones plásticas alejadas de la columna, momentos flexionantes de diseño en las secciones 1 y 2, respectivamente, obtenidos del análisis, N-mm (kg-cm)

M_{ag} momento de agrietamiento, N-mm (kg-cm)

M_c momento flexionante amplificado resultado de la revisión por esbeltez, N-mm (kg-cm)

M_e momento flexionante resistente de la columna al paño del nudo de marcos dúctiles, calculado con factor de resistencia igual a uno, N-mm (kg-cm)

M_g momento flexionante resistente de la viga al paño del nudo de marcos dúctiles, calculado con factor de resistencia igual a uno y esfuerzo de fluencia igual a $1.25 f_y$, N-mm (kg-cm)

$M_{m\acute{a}x}$ momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión, N-mm (kg-cm)

M_R momento flexionante resistente de diseño, N-mm (kg-cm)

M_{Rp} momento flexionante resistente suministrado por el acero presforzado, N-mm (kg-cm)

M_{Rr} momento flexionante resistente suministrado por el acero ordinario, N-mm (kg-cm)

M_{Rx} momento flexionante resistente de diseño alrededor del eje X, N-mm (kg-cm)

M_{Ry} momento flexionante resistente de diseño alrededor del eje Y, N-mm (kg-cm)

M_u momento flexionante de diseño, N-mm (kg-cm)

M_{ux} momento flexionante de diseño alrededor del eje X, N-mm (kg-cm)

M_{uy} momento flexionante de diseño alrededor del eje Y, N-mm (kg-cm)



APUNTES DE CONCRETO II

m relación a_1/a_2

N_c fuerza a tensión en el concreto debida a cargas muerta y viva de servicio, N (kg)

N_u fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico en la revisión por fuerza cortante por fricción, N (kg)

n número de barras sobre el plano potencial de agrietamiento

P carga axial que actúa en una sección; también, carga concentrada en losas, N (kg)

P_0 valor de la fuerza que es necesario aplicar en el gato para producir una tensión determinada P_x en el tendón postensado, N (kg)

P_c carga axial crítica, N (kg)

P_{hu} fuerza de tensión horizontal de diseño en ménsulas, N (kg)

P_R carga normal resistente de diseño, N (kg)

P_{R0} carga axial resistente de diseño, N (kg)

P_{Rx} carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_x , N (kg)

P_{Ry} carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_y , N (kg)

P_u fuerza axial de diseño, N (kg)

P_{vu} fuerza vertical de diseño en ménsulas, N (kg)

P_x tensión en el tendón postensado en el punto x, N (kg)

p cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión:

$p =$ (en vigas);

$p =$ (en muros); y



APUNTES DE CONCRETO II

$\rho =$ (en columnas).

ρ' cuantía del acero de refuerzo longitudinal a compresión:

$\rho' =$ (en elementos a flexión).

ρ_{cp} perímetro exterior de la sección transversal de concreto del elemento, mm (cm)

ρ_h perímetro, medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión, mm (cm)

ρ_m cuantía del refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo

ρ_n cuantía de refuerzo perpendicular a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo

ρ_p cuantía de acero de presfuerzo ($A_{sp} / b d_p$)

ρ_s cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares en columnas

Q factor de comportamiento sísmico

$q' =$

R_b distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella, mm (cm)

r radio de giro de una sección; también, radio del círculo de igual área a la de aplicación de la carga concentrada, mm (cm)

S_{Lh} separación libre horizontal entre tendones y ductos, mm (cm)

S_{Lv} separación libre vertical entre tendones y ductos, mm (cm)

s separación del refuerzo transversal, mm (cm)

s_h separación del acero de refuerzo horizontal en vigas diafragma, mm (cm)



APUNTES DE CONCRETO II

- s_m separación del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, mm (cm)
- s_n separación del refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño, mm (cm)
- T momento torsionante que actúa en una sección, N-mm (kg-cm)
- T_{R0} momento torsionante resistente de diseño de un miembro sin refuerzo por torsión, N-mm (kg-cm)
- T_u momento torsionante de diseño, N-mm (kg-cm)
- T_{uh} momento torsionante de diseño en la condición hiperestática, N-mm (kg-cm)
- T_{ui} momento torsionante de diseño en la condición isostática, N-mm (kg-cm)
- t espesor del patín en secciones I o L, o espesor de muros, mm (cm)
- u relación entre el máximo momento flexionante de diseño por carga muerta y carga viva sostenida, y el máximo momento flexionante de diseño total asociados a la misma combinación de cargas
- V fuerza cortante que actúa en una sección, N (kg)
- V_{cR} fuerza cortante de diseño que toma el concreto, N (kg)
- V_{sR} fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo transversal, N (kg)
- V_u fuerza cortante de diseño, N (kg)
- v_n esfuerzo cortante horizontal entre los elementos que forman una viga compuesta, MPa (kg/cm²)
- v_u esfuerzo cortante de diseño, MPa (kg/cm²)
- W_u suma de las cargas de diseño muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado, N (kg)
- w carga uniformemente distribuida, kN/m² (kg/m²)
- w_u carga de diseño de la losa postensada, kN/m² (kg/m²)
- x punto en el cual se valúan la tensión y pérdidas por postensado; también, dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, mm (cm)



APUNTES DE CONCRETO II

- x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo por cambios volumétricos, mm (cm)
- y longitud de ménsulas restando la tolerancia de separación, mm (cm)
- z brazo del par interno en vigas diafragma y muros, mm (cm)
- α fracción del momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante en losas planas o zapatas
- β_1 factor definido en el inciso 2.1.e que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c
- γ relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción
- Δ desplazamiento de entrepiso producido por la fuerza cortante de entrepiso V , mm (cm)
- δ_f deformación axial final, mm (cm)
- δ_i deformación axial inmediata, mm (cm)
- ϵ_{cf} contracción por secado final
- ϵ_{sp} deformación unitaria del acero de prefuerzo cuando se alcanza el momento flexionante resistente de la sección
- ϵ_{yp} deformación unitaria convencional de fluencia del acero de prefuerzo
- η cambio angular total en el perfil del tendón desde el extremo donde actúa el gato hasta el punto x , radianes
- θ ángulo que el acero de refuerzo transversal por tensión diagonal forma con el eje de la pieza; también, ángulo con respecto al eje de la viga diafragma que forma el elemento de refuerzo diagonal, grados
- λ índice de estabilidad
- μ coeficiente de fricción para diseño de cortante por fricción; también, coeficiente de fricción por curvatura en concreto presforzado