

135
24



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES COMPUESTOS DE
CONCRETO Y ACERO ESTRUCTURAL

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL

presenta

RICARDO TELLEZ CASTRO



Asesor: Ing. Marco Antonio Alvarez Solís

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

México, D. F.

1990



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.

INDICE

- 1.- INTRODUCCION A LA CONSTRUCCION COMPUESTA**
- 2.- PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS**
- 3.- CRITERIOS Y NORMAS DE DISEÑO**
- 4.- DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS**
- 5.- DIMENSIONAMIENTO DE SISTEMAS DE PISO**
- 6.- DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS**
- 7.- DIMENSIONAMIENTO DE CONEXIONES**
- 8.- CONCLUSIONES**

CAPITULO UNO

INTRODUCCION A LA CONSTRUCCION COMPUESTA

Cuando se da la utilización de dos materiales de construcción diferentes en la formación de elementos estructurales, se está hablando de la construcción mixta o compuesta. De esta manera se pueden tener combinaciones tales como madera-acero, madera-concreto, o acero-concreto, entre otras combinaciones y materiales.

El dato más antiguo sobre este tipo de construcción en la época moderna data del año 1840, cuando obtuvo William Howe la patente sobre una armadura para puente construida de madera y hierro fundido, fue también por esta época cuando en Gran Bretaña se empezó a utilizar el concreto como recubrimiento de protección contra el fuego de las vigas de hierro, dando paso así a los verdaderos elementos mixtos o compuestos.

A partir de lo anterior la construcción mixta fue desarrollándose cada vez más y fue siendo motivo de estudios serios hasta llegar a ser incluida en diversos reglamentos de construcción, que avalan y norman su diseño, esto ocurrió cuando la American Association of State Highway Officials (AASHO) la incluyó en sus especificaciones en el año de 1944 y posteriormente hizo lo mismo en 1952 el American Institute of Steel Construction (AISC). En México, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) lo hace en 1976.

La construcción mixta presenta dos problemas significativos, estos son: en primer lugar la diferencia entre los módulos de elasticidad de los materiales que da como resultado distintas deformaciones al ser sometido a una misma carga, ocasionando con esto la separación entre ambos materiales; en segundo término y

como consecuencia de lo anterior y por no ser suficiente la adherencia natural que se proporcionan los materiales , excepto en vigas de acero ahogadas en concreto, se presenta el problema de como mantener unidos los materiales para que trabajen como una sola unidad estructural, para dar solución a este problema se sueldan a los patines de las vigas de acero elementos del mismo material denominados conectores de cortante, estos conectores son uno de los tres elementos que constituyen a una viga mixta, la cual puede ser apreciada en la figura 1.1 junto con los demás elementos.

Se tiene así que las partes que constituyen a una viga mixta de acero y concreto son; los conectores de cortante, la losa de concreto y la viga o perfil de acero.

Otra particularidad de las vigas mixtas es la localización del eje neutro, en algunas ocasiones este queda en la zona de

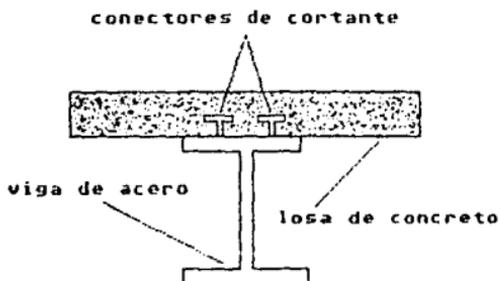


FIG 1.1 COMPONENTES DE UNA VIGA MIXTA.

concreto lo cual no es que no sea admisible , pero no es deseable puesto que lo anterior implica que parte del concreto estará sometido a esfuerzos de tensión, y como se sabe los esfuerzos de tensión en el concreto no se consideran para fines de cálculo, y por lo tanto no contribuyen a la resistencia de la sección.

Existen varias formas de obligar al eje neutro a descender a la viga de acero, entre ellas están el soldar al patín inferior en su parte de abajo una cubreplaca de acero, otra es utilizar una viga de acero mayor, pero cualquiera que sea la elección se deberá de tomar en cuenta el factor economía.

Otro tipo de viga es la mostrada en la figura 1.2 la cual se le conoce como viga mixta ahogada en concreto, en ella hay que

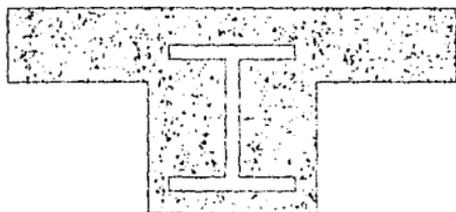


FIG. 1.2 VIGA MIXTA AHOGADA EN CONCRETO.

notar la ausencia de los conectores de cortante, cuya función es suplida por la adherencia natural que existe entre el perfil de acero y el concreto.

Por otro lado y al igual que la columna compuesta de la figura 1.3, la viga mixta ahogada en concreto tiene que estar

envuelta en una malla de acero para evitar el posible desconche del concreto que le rodea. Estos dos últimos tipos de estructuras mixtas, tienen la gran ventaja de que el mismo concreto que les rodea les sirve como protección contra el fuego, y de hecho con esto se aumenta la seguridad de la estructura contra este elemento.

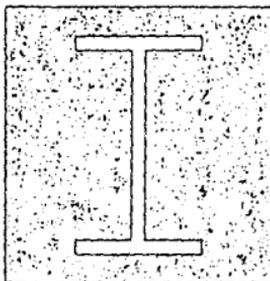


FIG. 1.3 COLUMNA MIXTA.

Por lo que se refiere al campo de aplicación de las estructuras mixtas, éste se extiende a vigas, columnas y sistemas de piso, pudiéndose construir lo mismo un puente que un edificio. Se puede cuestionar ¿cuales son las ventajas de la construcción mixta sobre las del tipo clásico formadas por concreto armado?; se tienen dos variables muy claras que son el peralte de vigas y el peso total de la estructura, con relación a la primera se sabe que las vigas mixtas requieren de menor peralte que las de concreto armado para soportar una misma carga, resultando que la altura de la estructura disminuya, al suceder

esto se obtiene ahorro en materiales tales como recubrimientos, pintura, ductos, etc. y por lo consiguiente se da una reducción de costos. Por lo que concierne al peso total de la estructura, las mixtas son más ligeras que las de concreto armado, de donde se desprende que se podrán utilizar columnas de menores dimensiones y que la cimentación también se verá afectada favorablemente. Es fácil notar que lo anterior conduce a otro importante ahorro.

Pero no todo es sólo mayor economía en las estructuras mixtas, ya que se conllevan gastos adicionales como lo son la adquisición y colocación de los conectores de cortante, así como la utilización de maquinaria especial como lo son las grúas en caso de que así se requiera para la colocación y fijación de los perfiles de acero.

Cualquiera que sea el caso, la elección de uno u otro tipo de estructura a utilizar, mixta o de concreto armado clásico, dependerá de previo análisis económico y de las necesidades del usuario.

CAPITULO DOS

PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS

Las estructuras se analizan y diseñan utilizando alguno de los tres métodos siguientes:

a) Método elástico.

Este método también llamado de esfuerzos de trabajo o permisibles, consiste en obtener, por medio de un análisis elástico, las acciones internas que producen las sollicitaciones 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.) por un coeficiente de seguridad.

Este método 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. En esos casos no permite determinar el coeficiente de seguridad real de la estructura con respecto a la de falla.

b) Diseño basado en la resistencia última.

Este método consiste en determinar las acciones internas por medio de un análisis elástico y en dimensionar después los elementos estructurales de manera que su resistencia de diseño sea igual a esas acciones multiplicadas por un factor de carga.

c) Método plástico.

Se le conoce también como de diseño al límite. Cuando las

solicitaciones que actúan en una sección transversal producen la plastificación íntegra del material de que está compuesta se forma en ella una articulación plástica capaz de admitir rotaciones importantes bajo momento constante. La falla se presenta cuando aparece un número de articulaciones plásticas suficiente para que la estructura en conjunto, o parte de ella, se convierta en un mecanismo de falla.

Al diseñar una estructura plástica se dimensionan los elementos que la componen de manera que falle cuando obran sobre ella las solicitaciones de trabajo multiplicadas por un número mayor que la unidad, al que se le da el nombre de factor de carga. El método permite determinar el coeficiente de seguridad real contra el colapso, pero no proporciona información sobre el comportamiento de la estructura en condiciones de trabajo.

El presente trabajo tratará solamente de los dos primeros métodos de dimensionamiento, y puesto que ambos procedimientos están basados en el comportamiento del acero estructural, se hace referencia a este material definiendo dos de sus características principales.

Son propiedades mecánicas del acero su elasticidad y su ductilidad, la primera hace alusión a la capacidad del material para ser capaz de recuperar su forma original después de haber sufrido una deformación ocasionada por la aplicación de un ciclo de carga y descarga, la segunda propiedad se puede definir como la capacidad de deformarse sin sufrir fractura en el rango inelástico.

Para mejor explicación la figura 2.1 muestra la gráfica idealizada esfuerzo-deformación unitaria de una prueba de tensión para un espécimen estándar de acero estructural, en ella se observa el rango de endurecimiento ocasionado por la deformación, y se define el intervalo elástico en donde rige la ley de Hooke cuya representación matemática expresa la relación lineal que existe entre el esfuerzo y la deformación por medio del módulo de elasticidad "E" del acero, el otro intervalo que se observa es el inelástico, para el cual la deformación deja de ser proporcional al esfuerzo y se da el fenómeno de la plastificación del acero, físicamente significa que la deformación del material continúa sin que exista su correspondiente aumento de esfuerzo.

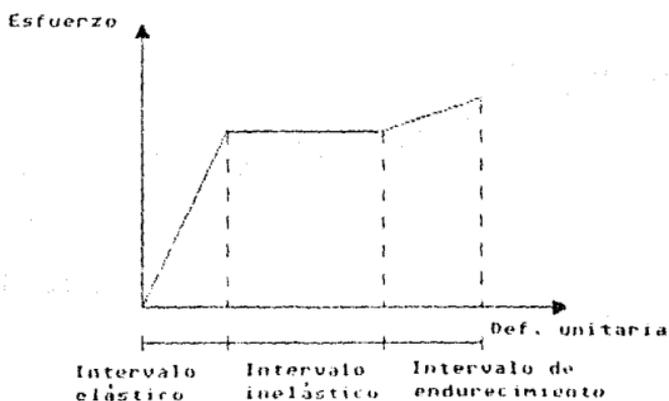


FIG. 2.1 GRÁFICA ESFUERZO DEFORMACION UNITARIA.

Supóngase por un momento que la gráfica de la figura 2.1 solo consta de las dos líneas rectas hasta el inicio del endurecimiento por deformación denominados como ya se dijo rangos elástico y plástico. En este caso, el esfuerzo máximo producido por la flexión en una viga de acero no aumentará por encima del esfuerzo de fluencia F_y . La figura 2.2a muestra la distribución de esfuerzos por flexión. Si se incrementa el momento flexionante por encima del valor que produce un esfuerzo igual a F_y , hasta el esfuerzo igual a F_y , el diagrama de esfuerzos continuará teniendo la distribución lineal elástica de la figura 2.2a y el momento flexionante habrá llegado a M_y , momento de fluencia. La distribución de esfuerzos por encima del momento de fluencia será como la mostrada en la figura 2.2b, para aproximarse finalmente en el límite a la forma rectangular que se muestra en la figura 2.2c, que corresponde al momento plástico M_p , el máximo alcanzable si no se presentara el endurecimiento por deformación.

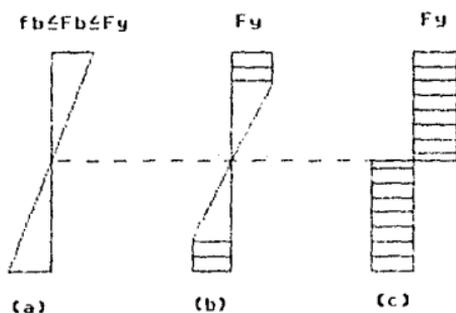


FIG. 2.2 DISTRIBUCIONES DE ESFUERZOS.

Se mencionan a continuación las hipótesis que se consideran básicas para el análisis y diseño de una viga compuesta.

1.- La losa de concreto está conectada a la viga en forma continua a todo lo largo.

2.- Existe una distribución lineal de las deformaciones unitarias a través del peralte de la sección.

3.- La losa y la viga no sufren separación vertical en ningún punto.

4.- El concreto que queda debajo del eje neutro se considera inefectivo.

Las anteriores hipótesis si bien no se cumplen en un cien por ciento, ayudan simplificando de manera considerable los cálculos.

El análisis mixto tratado involucra materiales diferentes, acero y concreto, cuyas características mecánicas lógicamente son distintas, esto representa un obstáculo para su análisis. Para salvar lo anterior se puede recurrir al artificio de la sección transformada, utilizado para obtener las características equivalentes de un material a otro, logrando de esta manera una homogeneidad artificial en la sección estudiada.

Para llegar al artificio mencionado se analiza el punto "A" mostrado en la figura 2.3 localizado justo entre el contacto de los materiales.

Considérese ahora una deformación ϵ , a lo largo de una fibra longitudinal de acero, entonces y apoyándose en la hipótesis de que no existe deslizamiento alguno entre el acero y el concreto, se puede afirmar con un despreciable margen de error que una

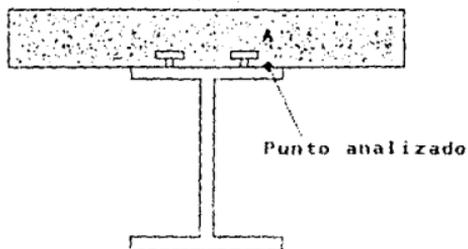


FIG. 2.3 LOCALIZACION DEL PUNTO "A".

fibra de concreto adyacente sufrirá una deformación ϵ_c , tal como se puede apreciar en la figura 2.4.

De la igualdad de deformaciones:

$$\epsilon_s = \epsilon_c$$

De la ley de Hooke:

$$\epsilon = \sigma/E$$

Combinando ambas expresiones anteriores se obtiene la primera relación importante.

$$\sigma_s/E_s = \sigma_c/E_c \dots\dots\dots(2.1)$$

Por otro lado y para lograr la equivalencia total, las cargas soportadas por una fibra cualquiera de acero y su equivalente en concreto deberán de ser iguales, esto es:

$$P_s = P_c$$

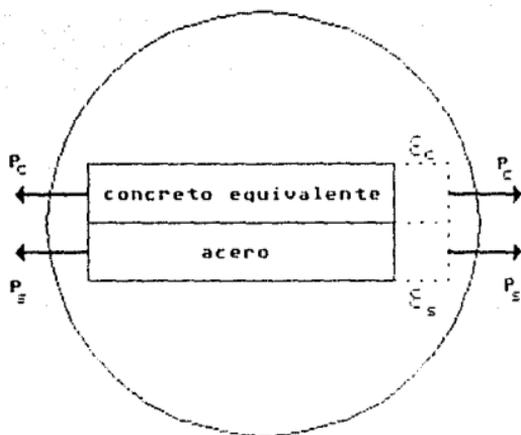


FIG. 2.4 PUNTO "A" AUMENTADO.

De la fórmula del esfuerzo axial:

$$\nabla = P/A$$

Relacionando estas dos últimas igualdades resulta la segunda relación de interés.

$$A_{c_{eq}} \nabla_c = A_s \nabla_s \dots\dots\dots(2.2)$$

Para finalizar y haciendo uso de las ecuaciones 2.1 y 2.2 se llega a la expresión que permite utilizar el artificio de la sección transformada.

$$A_{c_{eq}} = A_s (E_s / E_c)$$

El cociente (E_s/E_c) se le conoce como la relación modular de los materiales en estudio, normalmente se le designa con la letra "n", considerando esto la ecuación anterior se puede escribir en función de "n" como:

$$A_{c,e} = A_s n \dots\dots\dots(2.3)$$

Este resultado final indica que el área del acero transformada a concreto equivalente es igual a n veces el área del acero. En forma similar, el área de concreto transformada a acero equivalente es $A_{s,e} = A_c/n$.

La forma y dimensiones del área equivalente a uno u otro material, quedan completamente determinadas por la condición de que las fibras equivalentes tienen que estar a la misma distancia del eje neutro, para que se verifique la condición de igual deformación expresada en la ecuación 2.1.

Resumiendo, la sección transformada de concreto a acero es $1/n$ veces de ancha y sólo eso, pues el espesor de concreto no se ve modificado.

El artificio de la sección transformada es útil solamente para el criterio de diseño elástico, pues en el de resistencia última no lo es.

Una vez visto lo anterior, se ve lo que son en sí los criterios de diseño elástico y de resistencia última.

CRITERIO DE DISEÑO ELASTICO.

El cálculo de la resistencia de la sección mixta es cuestión puramente teórica y nada tiene que ver ningún reglamento de construcción, pero lo que sí se encuentra reglamentado son los

esfuerzos permisibles que se aplican a los materiales empleados, tal como se expone enseguida.

El diseño elástico implica que las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos, el límite de la sección está restringido por los esfuerzos permisibles de los materiales, esto es, el límite se alcanza cuando el esfuerzo en la fibra inferior de la viga alcanza el esfuerzo permisible F_s del acero, o cuando el esfuerzo en la fibra superior del concreto alcanza su valor permisible F_c .

De manera general la secuencia a seguir en el criterio de diseño elástico es la siguiente; se determina la posición del eje neutro tomando momentos estáticos de las áreas con respecto a la base de la sección transformada, se calcula el momento de inercia de la misma sección y por último utilizando la fórmula de la flexión se determinan los esfuerzos en los materiales, los cuales se comparan con los permisibles.

Caso uno.

Este primer caso representado en la figura 2.5 corresponde a la sección compuesta con el eje neutro en el acero, además por mayor simplicidad se considera una viga de acero de patines iguales, es decir una viga simétrica. Para el cálculo del centroide en donde se encuentra alojado el eje neutro se toman momentos respecto a la base del patín inferior, en la figura 2.5 se observa el ancho efectivo de la losa b , dividido entre la relación modular " n ", de tal manera que la sección mostrada es la sección transformada.

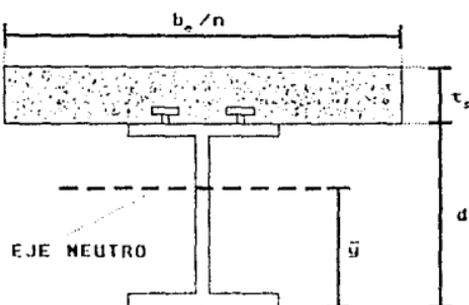


FIG. 2.5 EJE NEUTRO EN EL ACERO.

Siguiendo la secuencia mencionada anteriormente se llega a los resultados siguientes:

Distancia \bar{y} centroidal a partir de la base del patin inferior, utilizando la expresion:

$$\bar{y} = (\Sigma Ay / \Sigma A)$$

$$\bar{y} = ((t_s b_s / n)(0.5 t_s + d) + (0.5 d A_s)) / ((t_s b_s / n) + A_s) \dots (2.4)$$

Cálculo del momento de inercia de la seccion transformada I_s , respecto al eje neutro utilizando el teorema de los ejes paralelos.

$$I_s = \Sigma (I + A d^2)$$

$$I_s = I_s + A_s (\bar{y} - 0.5 d)^2 + (b_s t_s^3 / 12 n) + (b_s t_s / n) (d - \bar{y} + 0.5 t_s)^2 \dots (2.5)$$

En la expresion anterior I_s , A_s son respectivamente el momento de inercia del perfil de acero y el Area del mismo.

Cálculo de los esfuerzos máximos en las fibras extremas de la sección, utilizando la fórmula de la escuadria y restringiendo estos esfuerzos a los permisibles por las especificaciones, aquí se consignan las del AISC.

$$\text{Esf. máx. en el acero} = M\bar{y}/I, \leq 0.66F, \dots\dots\dots(2.6)$$

$$\text{Esf. máx. en el concreto} = M(d-\bar{y}+t_c)/I, n \leq 0.45f'_c \dots\dots(2.7)$$

Hay que hacer notar que en la fórmula 2.7 el momento de inercia transformado I, se encuentra multiplicado por la relación modular n, lo que hace que el esfuerzo calculado con ella se transforme a las propiedades del concreto.

A continuación se deduce una relación que permite conocer de antemano cuando se está ante un caso del tipo uno. Se estará ante un caso tipo uno siempre y cuando se cumpla que la distancia \bar{y} centroidal sea menor que el peralte total d del perfil, esto es se debe de cumplir que $\bar{y} \leq d$. Sustituyendo el valor de \bar{y} dado por (2.4) en la desigualdad, operando y simplificando se llega a:

$$(t_c^2 b_c / n) \leq A_s d$$

Que es la expresión que permite reconocer, cuando se emplea el criterio de diseño elástico, si el eje neutro se localiza en el perfil de acero.

Caso dos.

En este caso el eje neutro se aloja en el concreto tal como se representa en la figura 2.6. Procediendo de manera similar al caso uno, se llegan a obtener las ecuaciones necesarias para el análisis.

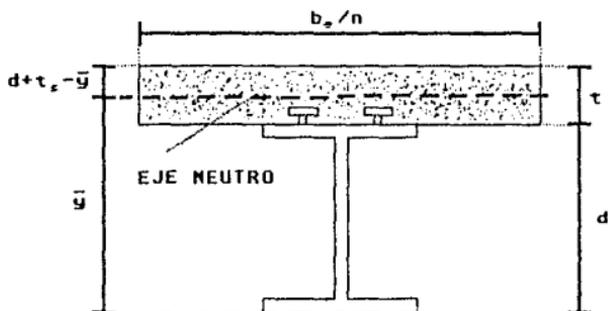


FIG. 2.6 EJE NEUTRO EN EL CONCRETO.

Localización del eje neutro.

$$\bar{y} = \frac{(d+t_s-\bar{y})(b_s/n)(d+t_s-0.5(d+t_s-\bar{y}))+0.5dA_s}{A_s+(d+t_s-\bar{y})(b_s/n)}$$

Efectuando operaciones:

$$\bar{y} = d+t_s+(A_s n/b_s)-(A_s n/b_s) \sqrt{1+((b_s(d+2t_s))/A_s n)} \dots (2.8)$$

Momento de inercia transformado.

$$I_s = ((b_s/n)(d+t_s-\bar{y})^3/12)+(b_s/n)(d+t_s+\bar{y})(0.5(d+t_s-\bar{y}))^2 + I_s + A_s(\bar{y}-0.5d)^2$$

Efectuando operaciones:

$$I_s = (b_s/3n)(d+t_s-\bar{y})^3 + I_s + A_s(\bar{y}-0.5d)^2 \dots \dots \dots (2.9)$$

Esfuerzos máximos.

Para encontrar los esfuerzos máximos en las fibras de acero y del concreto, se hace uso de las ecuaciones 2.6 y 2.7, respectivamente; las cuales son igualmente aplicables como en el caso uno.

CRITERIO DE DISEÑO POR RESISTENCIA ULTIMA.

Mientras que el criterio elástico es más conservador, el de resistencia última se aproxima más al momento verdadero si se consideran las hipótesis siguientes que son las que se establecen en el RCDF.

1.- El acero fluye por completo.

2.- El concreto alcanza un esfuerzo de igual magnitud en toda su sección de f'_c .

Este criterio, a diferencia del elástico, no utiliza la fórmula de la escuadría, sino que hace uso de la del esfuerzo axial ($Esf = P/A$), por lo tanto no se hace necesario el cálculo del momento de inercia, ni se requiere el artificio de la sección transformada, pero si es necesario localizar los centroides por donde deberán de pasar las fuerzas de tensión o compresión, así mismo será necesario conocer la ubicación del eje neutro.

Dentro del criterio de diseño por resistencia última se pueden presentar tres distribuciones diferentes de esfuerzos, dependiendo de la localización del eje neutro, se trata cada uno de ellos por separado empleando la notación que se indica en la figura 2.7, que es la de una viga mixta en la cual el perfil de acero es de patines simétricos.

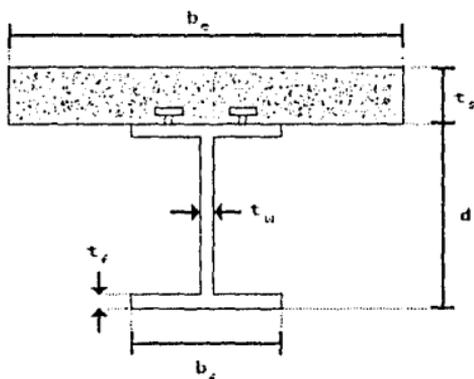


FIG. 2.7 NOTACION EN EL ANALISIS PLASTICO.

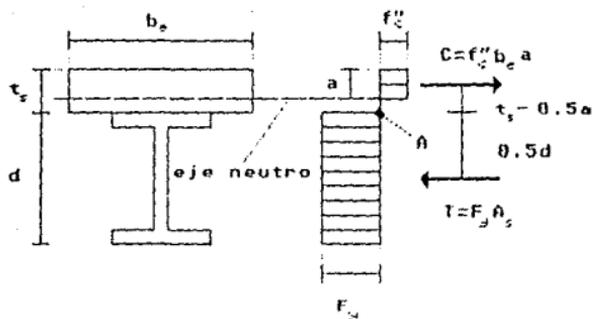
Caso uno.

Aquí se considera la situación de que el eje neutro se aloja en la sección de concreto, esto significa que el concreto no es del todo eficiente, pues parte de él no contribuye a resistir el momento flexionante. La situación se ilustra en la figura 2.8.

Las fuerzas de compresión "C" y de tensión "T", se obtienen multiplicando el área de trabajo de la sección por el esfuerzo del material en la misma. Por la condición de equilibrio de las fuerzas, estas deberán de ser iguales, así:

$$F_c A_c = f_s b_s a$$

De esta relación, despejando el valor de "a", se obtiene la localización del eje neutro y este mismo valor proporciona la



FIG, 2.8 EJE NEUTRO EN EL CONCRETO.

profundidad de la zona de compresión en el concreto, luego:

$$a = F_y A_s / f'_c b_e \dots \dots \dots (2.10)$$

La magnitud del momento resistente nominal M_n , se obtiene tomando los momentos de las fuerzas con respecto al punto "A".

$$M_n = 0.5d F_y A_s + f'_c a (t_s - 0.5a) b_e \dots \dots \dots (2.11)$$

Ahora, para que el eje neutro se encuentre en el concreto se deberá de cumplir que $a \leq t_s$, sustituyendo y operando se tiene:

$$F_y A_s \leq f'_c b_e t_s \dots \dots \dots (2.12)$$

Caso dos.

Se verá lo que sucede cuando el eje neutro se aloja en el patín superior de la viga de acero, figura 2.9.

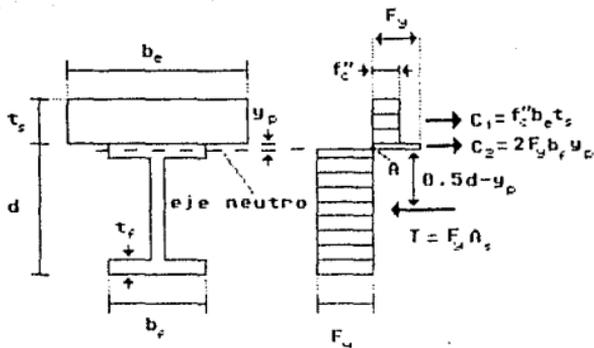


FIG. 2.9 EJE NEUTRO EN EL PATIN SUPERIOR

Igualando las fuerzas de compresión y de tensión, se tiene:

$$F_y A_s = f'_c b_e t_s + 2F_y b_f y_p$$

De aquí se puede encontrar la ubicación del eje neutro resolviendo para y_p . Donde y_p es la distancia que existe desde la parte superior del patin superior hasta el eje neutro.

$$y_p = (F_y A_s - f'_c b_e t_s) / (2F_y b_f) \dots \dots \dots (2.13)$$

Tomando momentos con respecto al punto "A", se obtiene la magnitud del momento resistente nominal M_n .

$$M_n = f'_c b_e t_s (y_p + 0.5t_s) + 2F_y b_f y_p (0.5y_p) + F_y A_s (0.5d - y_p) \dots \dots (2.14)$$

La condición para que se de este caso es que se cumpla la desigualdad $0 \leq y_p \leq t_s$. Sustituyendo el valor de y_p , operando y simplificando se tiene:

$$f' \cdot b \cdot t_s \leq F_y A_s \leq f' \cdot b \cdot t_s + 2F_y b \cdot t_s \dots (2.15)$$

Una aclaración que concierne a este caso y al tercero que se verá enseguida. La fuerza de tensión $F_y A_s$ se ha considerado como si toda el área de acero contribuyera a ella, hecho que no es cierto, puesto que parte del acero se encuentra en compresión encima del eje neutro. Para corregir este aparente error se ha restado a la fuerza de tensión $F_y A_s$, la parte en compresión en el acero, lo anterior se hizo tomando doblemente a la fuerza de compresión en el acero $F_y b \cdot y_s$. Consideración similar se hará en el siguiente caso.

Caso tres.

En esta última situación se tiene el eje neutro en el alma del perfil de acero, lo que se ilustra en la figura 2.10.

Procediendo de manera análoga a los casos anteriores, se llega a las expresiones para su análisis.

Del equilibrio de fuerzas:

$$F_y A_s = f' \cdot b \cdot t_s + 2F_y b \cdot t_s + 2t_s \cdot F_y (y_s - t_s)$$

Despejando y_s :

$$y_s = t_s + (A_s / 2t_s) - (b \cdot t_s / t_s) - (f' \cdot b \cdot t_s / 2F_y t_s) \dots (2.16)$$

Tomando momentos con respecto al punto "A":

$$M_u = f' \cdot b \cdot t_s (y_s + 0.5t_s) + (2F_y b \cdot t_s (y_s - 0.5t_s)) + F_y t_s (y_s - t_s)^2 + F_y A_s (0.5d - y_s) \dots (2.17)$$

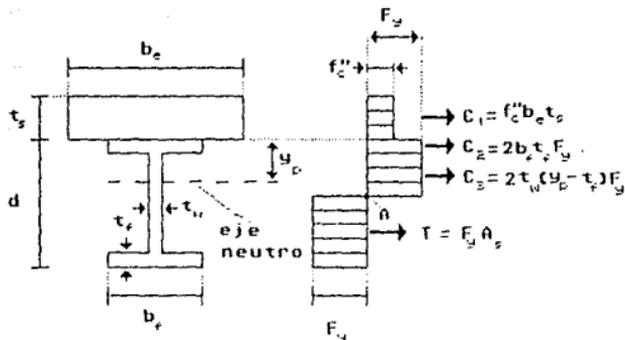


FIG. 2.10 EJE NEUTRO EN EL ALMA.

Los valores para f'_c se consideran de acuerdo al RCDF y se encuentran definidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCDCEM), como:

$$f'_c = 0.85f'_c \quad \text{si} \quad f'_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = (1.05 - (f'_c / 1,250))f'_c \quad \text{si} \quad f'_c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

Donde $f'_c = 0.8f'_c$.

Ejemplo 1.

Seleccionar una viga I de patines simétricos, que unida a una losa de concreto por medio de conectores de cortante, resista un momento flexionante de 230 ton·m. Emplear los criterios elástico y por resistencia última, suponiendo una relación modular de $n=9$.

Datos: Espesor de losa (t_s) = 15 cm

Ancho efectivo de losa (b_s) = 200 cm

Esfuerzo de fluencia del acero (F_y) = 2,530 kg/cm²

Resistencia específica del concreto (f'_c) = 210 kg/cm²

Solución elástica.

Para tener una idea del tamaño de la viga requerida, se calcula el módulo de sección requerido por la viga como se trabajara sola.

$$S_x = M/0.66F_y = 230 \times 10^3 / (0.66)(2,530) = 13,774 \text{ cm}^3$$

Recurriendo a las tablas de vigas editadas por el Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA), se ve que se necesita una sección IR 914X342.4 kg/m con un S_x de 13,716 cm³. Se sabe que el perfil en conjunto con la losa mejora su capacidad de carga, así que se elige una viga de menor tamaño que la necesaria, siendo esta una IR 914X288.7 kg/m, cuyas características son:

$$d = 92.7 \text{ cm}$$

$$A_s = 367.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 503,638 \text{ cm}^4$$

Si la desigualdad $A_s d \geq t_s^2 b_s / n$ se cumple el eje neutro se alojará en el acero.

$$(367.8)(92.7) \geq (15)^2 (200) / 9$$

$$34,090 \geq 5,000 \quad \text{SE CUMPLE}$$

Se cumple, por lo tanto el eje neutro se aloja en el acero, a continuación se calcula la distancia y centroidal al eje neutro a partir del patín inferior (Ec. 2.4).

$$\bar{y} = \frac{((200)(15)/9)(92.7+(0.5)(15))+(0.5)(92.7)(367.8)}{((200)(15)/9)+367.8}$$

$$\bar{y} = 71.95 \text{ cm}$$

Momento de inercia transformado (Ec. 2.5).

$$I_x = 503,638+(367.8)(71.95-(0.5)(92.7))^2+(200)(15)^3/(12)(9)+ \\ +((200)(15)/9)(92.7-71.95+(0.5)(15))^2 = 1,016,950.24 \text{ cm}^4$$

Esfuerzos en el acero y el concreto (ecs. 2.6 y 2.7).

$$f_s = \frac{(230 \times 10^8)(71.95)}{1,016,950.24} = 1,627.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{(230 \times 10^8)(92.7-71.95+15)}{(1,016,950.24)(9)} = 89.8 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles en el acero y el concreto.

$$0.66F_s = (0.66)(2,530) = 1,669.8 > 1,627.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.45f'_c = (0.45)(210) = 94.5 > 89.8 \text{ kg/cm}^2$$

Se observa que los esfuerzos calculados en el acero y concreto son menores que los permisibles, pero cercanos a ellos y por consecuencia la viga 1R 914X288.7 es correcta para el diseño.

Solución por resistencia última.

Primera aproximación del módulo de sección plástico requerido, suponiendo que la viga trabaja sola. Para esta aproximación el momento de diseño se multiplica por el factor de carga que en el caso del RCDF es de 1.4.

$$Z_x = 1.4M/F_y = (1.4)(230 \times 10^6) / 2,530 = 12,727 \text{ cm}^3$$

Recurriendo a las tablas editadas por el IMCA, la viga que cumple con el módulo de sección plástico requerido es una IR 914 X286.7. Como primera prueba se utiliza una IR 914X201.1, cuyas características son: $d = 90.30 \text{ cm}$

$$A_s = 256.1 \text{ cm}^2$$

$$t_s = 1.52 \text{ cm}$$

$$b_s = 30.4 \text{ cm}$$

Si la desigualdad $F_y A_s \leq f'_c b_s t_s$ se cumple el eje neutro estará en el concreto, como $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ entonces:

$$f'_c = 0.85f'_c = (0.85)(0.8)(210) = 142.8 \text{ kg/cm}^2, \text{ luego:}$$

$$(2,530)(256.1) \leq (142.8)(200)(15)$$

$$647,93 \leq 428,400 \quad \text{NO SE CUMPLE}$$

No se cumple, por lo que el eje neutro está en el acero, ahora si la desigualdad 2.15 se cumple el eje neutro se alojará en el patín superior.

$$(2,530)(256.1) \leq (142.8)(200)(15) + (2)(2,530)(30.4)(2.01)$$

$$647,933 \leq 737,586 \quad \text{SE CUMPLE}$$

Se cumple, por lo que el E.N. esta en el patin superior del perfil de acero. Empleando las ecuaciones 2.13 y 2.14 se calcula el momento resistente de diseño de la sección.

$$y_p = ((2,530)(256.1) - (142.8)(200)(15)) / ((2)(2,530)(30.4))$$

$$y_p = 1.43 \text{ cm}$$

$$M_n = (142.8)(200)(15)(1.43 + (0.5)(15)) + (2)(2,530)(30.4)(1.43) \\ (0.5)(1.43) + (2,530)(256.1)((0.5)(90.3) - 1.43)$$

$$M_n = 323.1 \text{ ton-m}$$

Aplicando el factor de reducción se obtiene el momento resistente de diseño.

$$M_u = (0.85)(323.1) = 274.6 \text{ ton-m} < (230)(1.4) = 322 \text{ ton-m}$$

El momento resistente de la sección compuesta es menor que el momento último que se requiere soportar, por lo que el perfil de acero debe cambiarse.

Utilizando ahora una IR 914X238 cuyas características se dan a continuación y procediendo de manera semejante se llega a:

Características del perfil.

$$A_s = 303.2 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 1.43 \text{ cm}$$

$$b_f = 30.5 \text{ cm}$$

$$t_f = 2.39 \text{ cm}$$

$$d = 91.5 \text{ cm}$$

$$(2,530)(303.2) \leq (142.8)(200)(15)$$

767,096 \leq 428,400 NO SE CUMPLE, E.N. en el acero

$$767,096 \leq (142.8)(200)(15) + (2)(2,530)(30.5)(2.39)$$

767,096 \leq 797,249 SE CUMPLE, E.N. en el patin superior

Calculando el momento resistente de diseño.

$$Y_p = ((2,530)(303.2) - (142.8)(200)(15)) / (2)(2,530)(30.5)$$

$$Y_p = 2.19 \text{ cm.}$$

$$M_n = (142.8)(200)(15)(2.19 + (0.5)(15)) + (2)(2,530)(30.5)(2.19)$$

$$(0.5)(2.19) + (2,530)(303.2)((0.5)(91.5) - 2.19)$$

$$M_n = 37,935,989 \text{ kg-cm} = 379.36 \text{ ton-m}$$

$$M_n = (0.85)(379.36) = 322.45 \text{ ton-m} > 322 \text{ ton-m}$$

El nuevo momento resistente de la sección compuesta resultò prácticamente igual al momento que se requiere soportar, por lo que esta nueva viga si es correcta para el diseño.

Ejemplo 2.

Calcular los momentos resistente último y permisible elástico de la sección de la viga compuesta mostrada en la figura 2.11. Supongase una relación modular $n=9$ con $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$ y concreto con $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

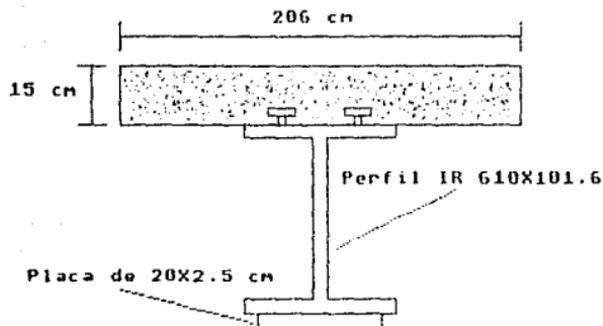


FIG. 2.11 SECCION DEL EJEMPLO DOS.

Características del perfil IR 610X101.6

$$I_x = 76,170.27 \text{ cm}^4$$

$$A_x = 129.68 \text{ cm}^2$$

$$b_r = 22.77 \text{ cm}$$

$$d = 60.30 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.05 \text{ cm}$$

$$t_f = 1.49 \text{ cm}$$

Solución elástica.

Localización del eje neutro a partir de la parte inferior de la placa de acero.

$$\bar{y} = \frac{(20)(2.5)(1.25) + (129.68)(30.15 + 2.5) + (206/9)(15)(2.5 + 60.30 + 7.5)}{(20)(2.5) + (129.68) + (206/9)(15)}$$

$$\bar{y} = 54.36 \text{ cm.}$$

Como $\bar{y} < d+2.5$ entonces el E.N. se encuentra en el acero.
Calculando el momento de inercia transformado I_t .

$$I_t = ((20)(2.5)^3/12) + (20)(2.5)(54.36-1.25)^2 + (78,170.27) \\ + (129.68)(54.36-2.5-30.15)^2 + ((206/9)(15)^3/12) \\ + (206/9)(15)(2.5+60.30+7.5-54.36)^2 = 372,024.10 \text{ cm}^4$$

Momento resistido por el acero.

$$M_s = \frac{0.66F_y I_t}{\bar{y}} = \frac{(0.66)(2,530)(372,024.10)}{54.36}$$

$$M_s = 11,427,628 \text{ kg-cm} = 114.27 \text{ ton-m}$$

Momento resistido por el concreto.

$$M_c = \frac{0.45f'_c I_t n}{2.5+d+t-\bar{y}} = \frac{(0.45)(210)(372,024.10)(9)}{2.5+60.30+15-53.74}$$

$$M_c = 13,150,727 \text{ kg-cm} = 131.5 \text{ ton-m}$$

Tomando el menor de los momentos, se tiene que el momento máximo permisible resistido por la sección mixta es el correspondiente al del acero, así:

$$M_{\dots} = 114.27 \text{ ton-m}$$

Solución por resistencia última.

Si la desigualdad $F_y(A_s + A_p) \leq f'_c b_e t$, se cumple el eje neutro se aloja en el concreto, el término A_s corresponde al área de la placa.

$$f'_c = (0.85)(0.80)(210) = 142.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$(2,530)(129.68+50) \leq (142.8)(206)(15)$$

$$454,590 \leq 441,252$$

La desigualdad no se cumple, entonces el E.N. está en el acero, y si $y_p = (F_y(A_s + A_p) - f'_c b_e t) / (2F_y b_e) \leq t$, se da que el E.N. se aloja en el patín superior de la viga.

$$(454,590 - 441,252) / (2)(2,530)(22.77) \leq 1.49$$

$$0.1157 \leq 1.49$$

Se cumple la desigualdad, así que el E.N. si está en el patín superior de la viga. Ahora el momento resistente nominal se calcula tomando momentos de las fuerzas de compresión y tensión, respecto al punto "A" de la figura 2.9.

$$M_n = f'_c b_e t_e (y_p + 0.5t_e) + (F_y b_e y_p) + F_y A_s (0.5d - y_p) + F_y A_s (d + (E_s/2) - y_p)$$

El término E_s corresponde al espesor de la placa de acero.

$$\begin{aligned} M_n &= (142.8)(206)(15)(0.1157 + (0.5)(15)) + (2,530)(22.77)(0.1157)^2 \\ &+ (2,530)(129.68)((0.5)(60.30) - 0.1157) + (2,530)(50) \times \\ &\times (60.30 + (2.5/2) - 0.1157) = 20,986,618 \text{ kg-cm} = 209.86 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

De donde el momento resistente último es:

$$M_r = F_s M_s = (0.85)(209.86) = 178.39 \text{ ton-m}$$

Dividiendo el valor del momento resistente último entre el factor de carga, que en el caso del RCDF es 1.4, se llega al momento máximo permisible buscado, así:

$$M_{\dots} = 178.39/1.4 = 127.42 \text{ ton-m}$$

CAPITULO TRES

CRITERIOS Y NORMAS DE DISEÑO

La construcción compuesta en el Distrito Federal, México, se encuentra regida por la sección 3.6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCDCEM), publicadas en la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. El texto aquí reproducido es el correspondiente al 3 de diciembre de 1987. El dimensionamiento se hace de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y servicio establecidos en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF).

3.6 Construcción compuesta.

Esta sección se refiere al diseño de miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto reforzado, o con recubrimientos o rellenos de este material. Se tratan en ella columnas compuestas, formadas por perfiles de acero, laminados o hechos con secciones o placas remachadas, atornilladas o soldadas, o por tubos de acero, ahogados en concreto reforzado o rellenos de este material, y vigas o trabes de acero, ahogadas en concreto reforzado o que soportan una losa, interconectadas de manera que los dos materiales trabajen en conjunto para resistir las solicitaciones.

Se incluyen vigas compuestas libremente apoyadas o continuas, ligadas con la losa de concreto por medio de conectores de cortante, o ahogadas en concreto.

3.6.1 Miembros comprimidos.

Son columnas compuestas las que están hechas con un perfil de acero, laminado o formado por placas, ahogado en concreto, o

con un tubo de acero relleno de concreto, que cumplen las condiciones que se indican a continuación.

3.6.1.1 Limitaciones.

Para que un miembro comprimido pueda considerarse una columna compuesta ha de cumplir las condiciones siguientes:

a) El Área de la sección transversal del perfil o tubo de acero es, cuando menos, el 4% del Área de la sección transversal compuesta total.

b) El concreto que recubre la sección de acero está reforzado con estribos y barras longitudinales. Unos y otros deben colocarse con separaciones no mayores de $2/3$ de la dimensión menor de la sección transversal de la columna compuesta ni de 30 cm. El área de la sección transversal de cada una de las barras que forman los refuerzos, longitudinal y transversal, no es menor de 0.09 cm^2 por cada 5 cm de separación entre barras. El recubrimiento del refuerzo es, cuando menos, de 4 cm, medidos al borde exterior de las barras colocadas por fuera.

c) Si el concreto es de peso volumétrico normal, su resistencia especificada en compresión f'_c , no es menor de 200 kg/cm^2 ni mayor de 500 kg/cm^2 ; si es ligero tendrá una resistencia no menor de 300 kg/cm^2 .

d) El límite de fluencia del acero, tanto estructural como de refuerzo, no excede de $4,000 \text{ kg/cm}^2$.

e) El grueso t de las paredes de las secciones tubulares de acero estructural rellenas de concreto no es menor que $b\sqrt{F_y/3E}$ para cada cara de ancho b , en secciones rectangulares o cuadradas, ni que $D\sqrt{F_y/8E}$ en secciones circulares de diámetro

exterior D, ni que 3 mm en cualquier caso. E es el módulo de elasticidad del acero y F_y , corresponde al acero del perfil tubular.

3.6.1.2 Resistencia de diseño.

La resistencia de diseño R_c de las columnas compuestas comprimidas axialmente se determina con las ecs. 3.2.1 a 3.2.5 de la sección 3.2, en las que se hacen las modificaciones siguientes:

a) A_s = Área total de la sección transversal del elemento de acero estructural.

$$F_s = 0.85$$

$$Q = 1.00$$

r = radio de giro del elemento de acero estructural; cuando se trate de una sección ahogada en concreto, no se tomará menor que 0.3 veces la dimensión total de la sección compuesta, en el plano en que se estudie el pandeo.

b) F_y y E se sustituyen por los valores modificados F_s , y E_s :

$$F_s = F_y + C_1 F_y (A_c / A_s) + C_2 f'_c (A_c / A_s) \dots \dots (3.6.1)$$

$$E_s = E + C_3 E_c (A_c / A_s) \dots \dots \dots (3.6.2)$$

En las expresiones anteriores:

A_c = área de concreto.

A_s = área de las barras de refuerzo longitudinal.

E = módulo de elasticidad del acero.

E_c = módulo de elasticidad del concreto. Para concretos de peso volumétrico normal (mayor o igual a 2 ton/m³) se supondrá

igual a $10,000 \sqrt{f'_c}$ en kg/cm². Para concretos ligeros se determinará de acuerdo con lo prescrito en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCCEC).

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del perfil o sección tubular.

f'_c = resistencia nominal del concreto $0.8f'_c$.

F_{yr} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal.

$C_1 = 1.00$, $C_2 = 0.85$, $C_3 = 0.20$, para secciones tubulares rellenas de concreto.

$C_1 = 0.70$, $C_2 = 0.60$, $C_3 = 0.20$, para perfiles ahogados en concreto.

Las ecuaciones 3.2.1 y 3.2.5 se reproducen a continuación con las modificaciones indicadas antes ya realizadas.

3.2.2.1 Estado límite de pandeo por flexión.

a) Miembros de sección transversal H, I o rectangular hueca.

$$R_c = F_{cr} A_g F_n / (1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n} \leq F_{cr} A_g F_n \dots (3.2.1)$$

En donde:

$$\lambda = (KL/r) \sqrt{(F_{cr} / \pi^2 E_s)}$$

KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna.

n es un coeficiente adimensional que tiene alguno de los valores siguientes:

$n = 1.4$ para columnas de sección transversal H o I,

laminadas o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2, 3 o 4 del inciso 2.3.1.

$n = 1.0$ para columnas de sección transversal H o I hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2, 3 o 4 del inciso 2.3.1.

Cuando el límite de fluencia del acero sea de 3,500 kg/cm² o más, pueden utilizarse valores de n mayores, si se efectúa un estudio que lo justifique.

b) Miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluida en a).

Si $(KL/r) \geq (KL/r)_c$

$$R_c = 20,120,000A, F_u / (KL/r)^2 \dots \dots \dots (3.2.2)$$

Si $(KL/r) < (KL/r)_c$

$$R_c = A, F_u, F_u (1 - ((KL/r)^2 / 2(KL/r)_c^2)) \dots \dots (3.2.3)$$

En ambas expresiones:

$$(KL/r)_c = 6,340 \sqrt{F_u}$$

Las ecuaciones 3.2.4 y 3.2.5 se reducen a las dos anteriores después de realizar las modificaciones indicadas.

3.6.1.3 Columnas con varios perfiles de acero.

Si la sección compuesta está formada por dos o más perfiles de acero, éstos deben unirse entre sí por medio de diagonales o

placas interrumpidas, que satisfagan los requisitos aplicables de la sección 4.2.

3.6.1.4 Transmisión de cargas.

La parte de la resistencia de diseño de columnas compuestas cargadas axialmente que corresponde al concreto debe ser desarrollada por contacto directo en las conexiones. Cuando el concreto de soporte es más ancho que la zona que recibe directamente la carga, en uno o más de sus lados, y su expansión lateral está restringida en los restantes, la resistencia máxima de diseño del concreto se toma igual a $1.7F_c f'_c A_c$; donde $F_c = 0.70$ es el factor de resistencia para el aplastamiento en el concreto y A_c es el área cargada.

3.6.2 Miembros en flexión.

3.6.2.1 Hipótesis de diseño.

Distribuciones de esfuerzos en zonas donde se alcanza la resistencia última de la sección (secciones completamente plastificadas).

a) Cuando la losa, que está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante, forma parte del patín comprimido de la sección compuesta, se supone que el esfuerzo de compresión en el concreto tiene un valor de:

$$0.85f'_c \quad \text{si} \quad f'_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$(1.05 - (f'_c / 1,250))f'_c \quad \text{si} \quad f'_c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo es uniforme en toda la zona comprimida, y se desprecia su resistencia a la tensión. Se considera, además, que

el perfil de acero completo está sometido a un esfuerzo uniforme, igual a F_y , en tensión o compresión.

La fuerza de tensión neta en la sección de acero debe ser igual a la fuerza de compresión en la losa de concreto. f'_c , resistencia nominal del concreto en compresión, es igual a $0.8f'_c$, donde f'_c es la resistencia en compresión especificada.

b) Cuando la losa, que está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante, se encuentra junto al patín en tensión, se supone que las barras de refuerzo paralelas a la viga contenidas en el ancho efectivo de la losa trabajan a un esfuerzo de tensión igual a F_y , siempre que se satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las NTCDEEC, y se desprecia la resistencia a la tensión del concreto. Se considera que todo el perfil de acero está sometido a un esfuerzo uniforme, igual a F_y , ya sea en tensión o compresión. La fuerza neta de compresión en la sección de acero debe ser igual a la fuerza total de tensión en las barras de refuerzo.

Distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico.

Para determinar la distribución de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que las deformaciones unitarias en el acero y el concreto varían linealmente con la distancia al eje neutro. Los esfuerzos se obtienen multiplicando las deformaciones unitarias por el módulo de elasticidad E del material que se esté considerando.

Los esfuerzos máximos en el acero, de tensión o compresión, y las compresiones en el concreto, correspondientes a solicitaciones de diseño, no deben exceder de F_y y $0.85f'_c$.

respectivamente. Se desprecia la resistencia a la tensión del concreto.

Construcción compuesta completa.

Quando los conectores de cortante se colocan en el número y con la resistencia suficientes para desarrollar la resistencia máxima a la flexión de la sección compuesta se dice que la viga trabaja en construcción compuesta completa. En este caso, al calcular distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que no hay deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

Construcción compuesta parcial.

Si la resistencia de los conectores a fuerza cortante es menor que la necesaria para la construcción compuesta completa, son los conectores los que gobiernan la resistencia a la flexión de la viga, que en esas condiciones trabaja en construcción compuesta parcial. En el cálculo de deflexiones y vibraciones bajo cargas de trabajo, en el estudio de fenómenos de fatiga, y en otros cálculos que se hagan en régimen elástico, debe incluirse el efecto del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

Vigas ahogadas en concreto.

Puede suponerse que las vigas ahogadas por completo en concreto colado al mismo tiempo que la losa están interconectadas con él por adherencia natural, de manera que trabajan en construcción compuesta sin necesidad de conectores de cortante; para que esta suposición sea correcta han de cumplirse las condiciones siguientes:

1.- El recubrimiento de concreto en los lados y en la parte inferior de la viga debe ser, como mínimo, de 5 cm.

2.- El borde superior de la viga está, cuando menos, 4 cm debajo del borde superior y 5 cm encima del borde inferior de la losa.

3.- El concreto que rodea la viga está provisto de una malla u otro acero de refuerzo adecuado para evitar el desconche.

Al efectuar el análisis de estructuras que contengan vigas compuestas deben considerarse las propiedades efectivas de las secciones en el instante en que se aplica cada incremento de carga, las que dependerán de que el concreto haya o no fraguado en ese instante. Este aspecto se tendrá en cuenta, entre otros casos, al determinar las rigideces relativas de miembros en estructuras continuas.

Para realizar análisis elásticos de vigas compuestas continuas no acarteladas es aceptable suponer que la rigidez de cada viga es constante en toda su longitud, calculándola con el momento de inercia de la sección compuesta transformada correspondiente a la región de momento positivo.

Cuando se utiliza análisis plástico, la resistencia de miembros compuestos en flexión se determina tomando como base las distribuciones de esfuerzos en secciones completamente plastificadas dadas en 3.6.2.1.

3.6.2.2 Ancho efectivo.

El ancho efectivo de la losa de concreto, medido a cada lado del eje de la viga, no debe exceder de la menor de las distancias

siguientes:

- a) Un octavo del claro de la viga, medido entre centros de los apoyos.
- b) La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente.
- c) La distancia al borde de la losa.
- d) Ocho veces el grosor de la losa.

3.6.2.3 Resistencia de diseño de vigas con conectores de cortante.

Cuando la losa forma parte del patín comprimido de la sección, la resistencia de diseño en flexión de la sección compuesta, $F_n M_n$, se determina como sigue:

- a) Para $h/t_s < 5,366 / \sqrt{F_y}$

$$F_n = 0.85$$

M_n = el momento resistente nominal de la sección compuesta, se determina utilizando la distribución de esfuerzos en secciones compuestas completamente plastificadas.

- b) Para $h/t_s > 5,366 / \sqrt{F_y}$

$$F_n = 0.90$$

M_n = el momento resistente nominal de la sección compuesta, se determina por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto del apuntalamiento durante la construcción.

En ambas desigualdades:

h = peralte del alma del perfil de acero.

t_s = grosor del alma del perfil de acero.

Cuando la losa está ligada al patín de la viga que trabaja en tensión, la resistencia de diseño en flexión es la de la

sección de acero, determinada de acuerdo con los requisitos de la sección 3.3. Como una alternativa, esa resistencia puede tomarse igual a $F_y M_n$, donde $F_y = 0.85$ y M_n se determina con la suposición de que la sección compuesta está completamente plastificada. Para que pueda aplicarse este segundo método deben cumplirse las condiciones siguientes:

a) La sección de la viga de acero es tipo 1 (inciso 2.3.1).

b) En zona de momento negativo la losa de concreto está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante.

c) El acero de refuerzo paralelo a la viga, contenido en el ancho efectivo de la losa, satisface los requisitos de anclaje contenidos en las NTCDEEC.

3.6.2.4 Resistencia de diseño de vigas ahogadas en concreto.

La resistencia de diseño en flexión, $F_y M_n$, se evaluará tomando en cuenta $F_y = 0.90$ y determinando M_n por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto del apuntalamiento durante la construcción.

Como una alternativa, la resistencia en flexión, $F_y M_n$, puede determinarse tomando $F_y = 0.90$ y calculando M_n con la suposición de que la sección de acero está completamente plastificada, sin considerar ninguna resistencia adicional por el recubrimiento de concreto.

3.6.2.5 Resistencia durante la construcción.

Cuando no se emplea apuntalamiento provisional durante la construcción, la sección de acero debe de tener la resistencia necesaria para soportar, por sí sola, todas las cargas aplicadas

antes de que el concreto adquiriera el 75% de su resistencia especificada, f'_{c} .

La resistencia de diseño en flexión de la sección de acero se determinará de acuerdo con los requisitos de la sec. 3.3.

3.6.3 Resistencia de diseño en cortante.

La resistencia de diseño en cortante de las vigas compuestas es la del alma de la viga de acero, determinada de acuerdo con los requisitos del inciso 3.3.3. Por consiguiente, el alma y las conexiones de los extremos de la viga de acero deben diseñarse para soportar la reacción total.

3.6.4 Flexocompresión.

El diseño de miembros compuestos flexocomprimidos se efectúa con las ecuaciones 3.4.4, 3.4.9 y 3.4.11 a 3.4.15, las cuales se muestran a continuación con las modificaciones indicadas en las mismas NTCDCM.

3.4.3.1 Revisión de las secciones extremas.

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$(P_u / F_c P_u) + (0.85 M_{u, \text{ext}} / F_c M_{u, \text{ext}}) + (0.60 M_{u, \text{ext}} / F_c M_{u, \text{ext}}) \leq 1.0 \dots \dots \dots (3.4.4)$$

3.4.3.2 Revisión de la columna completa.

Debe de satisfacer la condición:

$$(P_u / R_c) + (M_{u, \text{ext}} / M_c) + (M_{u, \text{ext}} / F_c M_{u, \text{ext}}) \leq 1.0 \dots \dots \dots (3.4.9)$$

En las expresiones anteriores:

P_u = fuerza axial de diseño que obra sobre la columna.

P_y = carga axial nominal que ocasiona la plastificación de la columna, igual al producto del área de su sección por el esfuerzo de fluencia del material.

R_c = resistencia nominal bajo fuerza axial, calculada como se indica en 3.6.1.2.

F_c = factor de resistencia; en flexión se tomarán los valores dados en 3.6.2.3; en compresión $F_c = 0.85$.

λ = parámetro de esbeltez de la columna definido en el inciso 3.2.2.1, calculado teniendo en cuenta los incisos 3.6.1.1 y 3.6.1.2.

M_c = resistencia nominal en flexión determinada suponiendo que la sección transversal compuesta está completamente plastificada, excepto cuando el primer término de la ecuación 3.4.9, que corresponde a la fuerza axial, es menor que 0.3, la resistencia nominal en flexión M_c se determina por interpolación lineal entre la que corresponde a la plastificación completa de la sección transversal compuesta, con $P_u/F_c R_c = 0.3$ y la calculada de acuerdo con el inciso 3.6.3 para $P_u = 0$.

$M_{c,x}$, $M_{c,y}$ son los momentos plásticos resistentes nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y respectivamente.

$M_{u,x}$, $M_{u,y}$, $M'_{u,x}$, $M'_{u,y}$, son los momentos de diseño en el extremo considerado, que se calculan como:

$$M_{u,x} = M_{1,x} + B_2 M_{1,y} \dots \dots \dots (3.4.11)$$

$$M'_{u,x} = B_1 M_{1,x} + B_2 M_{1,y} \dots \dots \dots (3.4.12)$$

En la ecuación 3.4.11, $M_{1,x}$ es el momento de diseño en el

extremo en consideración de la columna en estudio, y en la ecuación 3.4.12 es uno de los momentos de diseño que actúan en los dos extremos, producidos, en ambos casos, por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables en esos extremos.

En la ecuación 3.4.11, M_{1e} , es el momento de diseño en el extremo considerado de la columna en estudio, y en la 3.4.12 es uno de los momentos de diseño que actúan en los dos extremos, producidos, en ambos casos, por cargas que sí ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos.

El segundo miembro de la ecuación 3.4.12 se calcula en los dos extremos, y M_{1e} , es el mayor de los dos valores.

En general, los momentos M_{1e} son producidos por cargas verticales y los M_{2e} por fuerzas horizontales, de viento o sismo, aunque las cargas verticales pueden ocasionar momentos M_{1e} significativos en estructuras muy asimétricas en geometría o cargas.

En marcos que forman parte de estructuras regulares provistas de contraventeo o muros de cortante de rigidez adecuada para que puedan desprejiciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de entrepiso (inciso 2.2.2b), desaparece el término $B_2 M_{1e}$ de las ecuaciones 3.4.11 y 3.4.12, y los momentos M_{1e} son la suma de los producidos por las cargas verticales y las horizontales.

B_1 y B_2 son factores de amplificación de los momentos; y se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$B_1 = C / (1 - (P_u / F_c P_c)) \geq 1.0 \dots \dots \dots (3.4.13)$$

$$B_2 = 1 / (1 - (\Sigma P_u / F_c (\Sigma P_c))) \geq 1.0 \dots \dots \dots (3.4.14)$$

o, alternativamente,

$$B_2 = 1 / (1 - (\Sigma P_u \rho_{ow} / F_n (\Sigma H) L)) \geq 1.0 \dots \dots \dots (3.4.15)$$

C es un coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante; se calcula como sigue:

I.- Miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos con o sin contraventeo, sobre los que no obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios.

$C = 0.6 + (0.4 M_1 / M_2)$, para tramos que se flexionan en curvatura simple.

$C = 0.6 - (0.4 M_1 / M_2)$, para tramos que se flexionan en curvatura doble.

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo de barra en consideración (puede ser la columna completa o parte de ella, entre puntos soportados lateralmente), tomados en valor absoluto.

II.- Miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos contraventeados o sin contraventeo, sobre los que obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios, independientemente de que haya o no momentos en sus extremos.

$$C = 1 + X (P_u / P_c), \text{ en donde } X = (\pi^2 \int_0^L EI / M_{uw} L^2) - 1$$

f_u es la deflexión máxima y M_{uw} el momento entre apoyos, debidos a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, cuando éstos son diferentes de cero.

En lugar de calcular C como se acaba de describir, pueden usarse los valores siguientes: si los extremos del miembro están restringidos angularmente, 0.85 y si no lo están 1.00.

P_c es la carga crítica nominal de pandeo elástico y se calcula como $\pi^2 EI / (KL/r)^2$, en donde L es la longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión, r es el radio de giro correspondiente, y K es el factor de longitud efectiva en el plano de la flexión.

En la ecuación 3.4.13 se calcula la carga P_c con un coeficiente K que corresponde a columnas cuyos extremos no se desplazan lateralmente, mientras que en la ecuación 3.4.14 se usa un coeficiente K determinado teniendo en cuenta que la columna forma parte de un marco en el que los desplazamientos laterales de entrepiso son significativos.

$\sum P_c$ es la suma de cargas críticas de pandeo elástico de todas las columnas del entrepiso en consideración, en la dirección que se está analizando.

$\sum P_u$ es la suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas del entrepiso en consideración.

$\Delta_{o,u}$ es el desplazamiento horizontal relativo de los niveles que limitan el entrepiso, en consideración, en la dirección que se está analizando, producidos por las fuerzas de diseño.

$\sum H$ es la suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entrepiso en consideración, en la dirección que se está analizando.

L es la altura del entrepiso.

En el caso de requerirse los conectores de cortante se colocarán cuando $P_u / F_c R_c$ sea menor que 0.3

3.6.5 Conectores de cortante.

Esta sección se refiere al diseño de conectores de cortante consistentes en segmentos de canal o barras de acero con cabeza ("headed steel studs") soldados al patín de la viga de acero.

Para utilizar conectores de otros tipos, véase el inciso 3.6.7.

1. Materiales.

Los conectores de cortante serán canales de acero A36 laminadas en caliente, o barras de acero con cabeza, cuya longitud, después de su colocación, no será menor de cuatro diámetros del vástago. Los conectores de cortante deberán estar ahogados en losas hechas con un concreto de peso volumétrico no menor que $1,800 \text{ kg/cm}^3$.

2. Fuerza cortante horizontal.

Excepto en el caso de vigas ahogadas en concreto, que se trata en 3.6.2.1, toda la fuerza cortante horizontal que se desarrolla en la superficie de contacto entre la viga de acero y la losa de concreto debe ser transmitida por conectores de cortante. Cuando el concreto trabaja en compresión producida por flexión, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre el punto de momento positivo máximo y el punto donde el momento es nulo se tomará igual al menor de los valores siguientes:

- a) $0.85f_c A_c$
- b) $A_s F_y$
- c) ΣQ_n

El último valor es aplicable a vigas que trabajen en construcción compuesta parcial. En las expresiones anteriores:

f'_c = resistencia nominal del concreto en compresión.

A_c = área efectiva de la losa de concreto.

A_s = área de la sección transversal del perfil de acero.

F_y = esfuerzo de fluencia especificado del acero del perfil.

ΣQ_n = suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo positivo y de momento nulo.

En vigas continuas compuestas en las que el acero de refuerzo longitudinal de las zonas de momento negativo trabaja junto con el perfil de acero, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre los puntos de momento negativo máximo y de momento nulo se tomará igual al menor de los valores:

a) $A_s F_y$,

b) ΣQ_n .

El segundo valor es aplicable a vigas que trabajan en construcción compuesta parcial. En las expresiones anteriores:

A_s = área de las barras de refuerzo longitudinal, colocadas en el ancho efectivo de la losa, que satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las NTCDCCEC.

F_y = esfuerzo de fluencia mínima especificado de las barras de refuerzo longitudinal.

ΣQ_n = suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo negativo y momento nulo.

3. Resistencia de conectores de barra con cabeza.

La resistencia nominal de un conector de barra con cabeza, ahogada en una losa maciza de concreto, conforme a 3.6.5 es:

$$Q_n = 0.5A_{s,c} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{s,c} F_u$$

Donde:

$A_{s,c}$ = área de la sección transversal del vástago del conector.

f'_c = resistencia nominal del concreto en compresión.

F_u = esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero del conector.

E_c = módulo de elasticidad del concreto, que puede calcularse como se indica en 3.6.1.2.

Si $A_{s,c}$ se toma en cm^2 y f'_c , F_u y E_c en kg/cm^2 , Q_n se obtiene en kilogramos.

4. Resistencia de conectores de cortante en canal.

La resistencia nominal de una canal embebida en una losa maciza de concreto, utilizada como conector de cortante, es:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c \sqrt{f'_c E_c}$$

Donde:

t_f = grueso del patín de la canal.

t_w = grueso del alma de la canal.

L_c = longitud de la canal.

Si las dimensiones de la canal se toman en cm y f'_c y E_c en kg/cm^2 , Q_n se obtiene en kilogramos.

La resistencia de la soldadura que une los conectores con el patín de la viga será, cuando menos, igual a la resistencia del conector.

5. Número de conectores de cortante.

El número de conectores de cortante que se colocarán entre la sección de momento máximo, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento nulo, será igual a la fuerza cortante horizontal calculada de acuerdo con la subsección 2 de esta sección dividida entre la resistencia nominal de cada conector, determinada como se indica en la subsección 3 o 4 de esta sección.

6. Colocación y espaciamiento de los conectores de cortante.

Los conectores de cortante que se necesitan a cada lado del punto de momento flexionante máximo, positivo o negativo, pueden distribuirse uniformemente entre ese punto y el punto adyacente de momento nulo, con la salvedad de que el número de conectores requerido entre cualquier carga concentrada aplicada en esa zona y el punto más cercano de momento nulo no será menor que el calculado con la expresión $M_n/M_{..}$, en la que M es el momento flexionante en el punto de aplicación de la carga concentrada y n es el número de conectores de cortante necesarios entre la sección de momento máximo y la de momento nulo.

Los conectores deben tener, como mínimo, 2.5 cm de recubrimiento lateral de concreto. Excepto en los casos en que se coloquen exactamente sobre el alma de la viga, el diámetro del vástago de los conectores de barra con cabeza no excederá de 2.5 veces el grueso del patín al que se suelden.

La separación mínima centro a centro de los conectores de barra será de 6 diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga de apoyo y de 4 diámetros en la dirección perpendicular a

ese eje. La separación máxima entre centro de conectores de cortante no excederá de 8 veces el grueso total de la losa.

3.6.8 Casos especiales.

Si la construcción compuesta no cumple alguno de los requisitos de los incisos 3.6.1 a 3.6.5, la resistencia de los conectores de cortante y los detalles constructivos se determinarán por medio de un adecuado programa de ensayos, aprobado por el Departamento.

CAPITULO CUATRO

DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

El dimensionamiento de los elementos estructurales forma parte del proceso de diseño, en éste se determinan las características geométricas de la estructura, así mismo se revisa que se cumplan los requisitos tanto de resistencia como de deformaciones, necesarios y permitidos respectivamente.

Previo al dimensionamiento están las etapas de la selección de los materiales a utilizar, así como la modelación de la estructura, sobre la cual se realiza el análisis de la misma, esto es, el modelo se somete a las cargas de diseño y se obtiene la respuesta de la estructura. Una vez obtenidas las resistencias requeridas por la estructura, se buscará que las dimensiones de las secciones de los diferentes elementos de la estructura, rebasen o por lo menos igualen las resistencias requeridas.

Para ejemplificar el proceso de dimensionamiento se diseñarán dos vigas, una simplemente apoyada y la otra como una viga continua. Las vigas a diseñar se muestran en la figura 4.1, la que representa un marco doble de una estructura de un solo nivel.

En el diseño se empleará la construcción compuesta total con conectores de cortante, así como concreto de 200 kg/cm^2 de resistencia específica a la compresión con peso volumétrico de $2,400 \text{ kg/m}^3$. El acero del perfil será de un esfuerzo de fluencia mínimo de $2,530 \text{ kg/cm}^2$. Por último el espesor de la losa de concreto se propone de 10 cm .

DISEÑO DE LA VIGA SIMPLEMENTE APOYADA.

La viga simplemente apoyada que se va a diseñar se

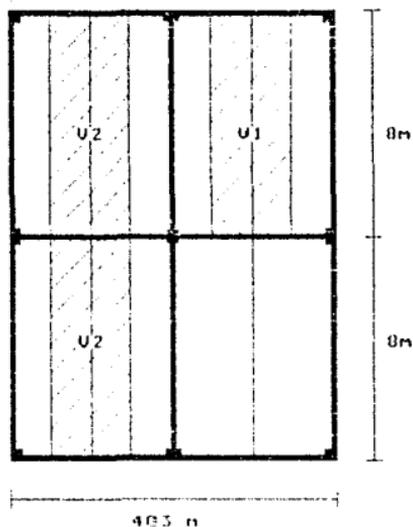


FIG. 4.1 ESTRUCTURA DE MARCO DOBLE.

encuentra señalada en la figura 4.1 como la V1.

El primer paso será calcular el área tributaria de la viga considerando que la losa trabaja en un solo sentido.

$$\text{Área tributaria } (A_v) = (8)(3) = 24 \text{ m}^2$$

Cargas muertas:

1) Peso propio de la losa.

Multiplicando el espesor de la losa de concreto por el peso volumétrico del mismo.

$$(0.1)(2,400) = 240 \text{ kg/m}^2$$

2) Carga adicional.

El RCDF establece que hay que adicionar a la carga muerta de la losa de concreto colada en el lugar, una carga adicional de 20 kg/m².

3) Relleno para dar pendiente de drenaje a la azotea.

Por ser losa de techo se hace necesario dar una pendiente a la parte superior de la misma para el desalojo del agua, el espesor promedio del relleno se considera de 5 cm y será de un mortero de cemento y arena, con peso volumétrico de 2,100 kg/m³. Al peso del relleno resultante habrá que incrementársele un valor de 20 kg/m² de acuerdo como lo establece el RCDF.

$$(0.05)(2,100)+20 = 125 \text{ kg/m}^2$$

4) Impermeabilizante.

Para evitar las filtraciones a través de la losa se colocará una capa de impermeabilizante, cuyo peso por unidad de Área se estima en 30 kg/m².

5) Piafones e instalaciones.

Para dar una apariencia agradable al techo se instalarán piafones, que a su vez cubrirán las instalaciones necesarias, el peso del conjunto se estimó en 40 kg/m².

$$\text{Carga muerta total} = 455 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva en azotea:

La carga viva para azotea según el RCDF, se debe de tomar como de 100 kg/m², que es la carga máxima correspondiente a una pendiente de drenaje inferior a! 5%.

Carga de diseño por unidad de longitud:

Esta carga de diseño se obtiene multiplicando el área tributaria de la viga en cuestión, por la sumatoria de las cargas vivas y muertas, este producto deberá ser dividido finalmente entre la longitud de la viga. A la carga así obtenida habrá que agregar el peso propio por unidad de longitud correspondiente al perfil de acero a utilizar.

$$w = (455+100)(24)/8 = 1,665 \text{ kg/m}$$

En el cálculo anterior no se adicionó el peso lineal propio de la viga de acero por desconocerse su tamaño, para tener una idea de la viga que se necesita se hará una aproximación con la carga anteriormente calculada, multiplicada por un factor de carga de 1.4, considerandola además como uniformemente repartida como lo indica el RCDF. Así el momento máximo para una viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida es:

$$M_{..} = w l^2 / 8 = (1.4)(1,665)(8)^2 / 8 = 18,648 \text{ kg-m}$$

Módulo de sección requerido considerando a la viga de acero trabajando sola.

$$S = M_{..} / F_y = (18,648)(100) / 2,560 = 737 \text{ cm}^3$$

Recorriendo al manual del IMCA, se ve que se requiere un perfil designado como 1R 305X52.2 con módulo de sección de 747 cm³, para el diseño se elige otro perfil de menor tamaño puesto que el perfil en acción compuesta con la losa de concreto aumenta su capacidad de carga, el perfil elegido es un 1R 203X59.3 con un

peso lineal de 59.3 kg/m.

Calculando nuevamente el momento máximo considerando ahora también el peso lineal propio de la viga de acero.

$$w = 1,665 + 59.3 = 1,724.3 \text{ kg/m}$$

$$M_{...} = (1.4)(1,724.3)(8)^2 / 8 = 19,312 \text{ kg-m}$$

El momento calculado es el momento de diseño, ahora se deberá calcular el momento resistente de la sección compuesta, y ver si este último sobrepasa o por lo menos iguala al momento de diseño.

Ancho efectivo de la sección (b_e).

Aplicando la sección 3.6.2.2 de las NTCDCM, se obtiene el ancho efectivo de la sección compuesta.

$$a) (1/8)(8) = 1.00 \text{ m}$$

$$b) (1/2)(3) = 1.50 \text{ m}$$

$$c) (3) = 3.00 \text{ m}$$

$$d) (8)(0.1) = 0.80 \text{ m}$$

Rige la menor de las dimensiones anteriores, luego, el ancho efectivo de la sección compuesta es de 0.80 m a cada lado del eje del perfil de acero, así se tendrá un ancho efectivo b_e de 1.60 m, y una viga de acero designada como 1R 203X59.3 cuyas características son las siguientes:

$$\text{Área (A}_s) = 75.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peralte total (d)} = 21 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte del alma (h)} = 15.6 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor del alma (t}_w) = 0.91 \text{ cm}$$

Calculo de la resistencia de la sección compuesta empleando la sección 3.6.2.3 de las NTCCOCEM.

$$h/t_c = 15.6/0.91 = 17.14$$

$$5,366/\sqrt{F_c} = 5,366/\sqrt{2,530} = 106.7$$

Los valores anteriores nos indican que se cumple la desigualdad $h/t_c < 5,366/\sqrt{F_c}$, lo que implica que se debe utilizar un factor de reducción $F_r = 0.85$ y el momento resistente M_r de la sección compuesta se deberá determinar conforme a la distribución de esfuerzos en secciones completamente plastificadas.

Localización del eje neutro.

Si $F_r A_c \leq f_c b_c t_c$, se cumple, entonces el eje neutro se encontrará en el concreto.

$$f_c = (0.85)(0.80)(200) = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$(2,530)(75.5) \leq (136)(160)(10)$$

$$191,015 \leq 217,600$$

Se cumple, por lo tanto el E.N. se encuentra en el concreto. Ahora hay que conocer a que profundidad se localiza el E.N. en el concreto, para así conocer el área de trabajo del mismo.

$$a = F_r A_c / f_c b_c = (2,530)(75.5) / (136)(160) = 8.78 \text{ cm}$$

La profundidad "a" calculada se mide a partir de la parte superior de la losa de concreto.

Momento resistente nominal M_n .

$$M_n = 0.5dF_y A_s + f'_c a (t_s - 0.5a)b.$$

$$M_n = (0.5)(21)(2,530)(75.5) + (136)(8.78)(10 - (0.5)(8.78))(160)$$

$$M_n = 3,077,463.7 \text{ kg-cm}$$

Multiplicando el momento resistente nominal por el factor de reducción.

$$M_n F_n = (3,077,463.7)(0.85) = 2,615,844.2 \text{ kg-cm}$$

$$= 26,158 \text{ kg-m} > 19,312 \text{ kg-m}$$

Este es el momento resistente final que resultó ser mayor al momento de diseño, por lo que la viga es satisfactoria en cuanto a resistencia se refiere.

Por la diferencia que existe entre los momentos de diseño y el resistente, se podría hacer una nueva aproximación utilizando otra viga menor (lo que correría el E.N. un poco más hacia arriba), pero antes de hacer una nueva aproximación habrá de revisarse lo correspondiente a las deflexiones.

Los cálculos anteriores y los siguientes están basados en la teoría descrita en el capítulo dos de este trabajo.

Revisión de las deflexiones.

Primamente se calculará la deflexión permitida por el RCDF, con la expresión que da el mismo RCDF en la que L representa la longitud del claro, todo en centímetros.

$$\text{Deflexión permitida} = (L/240) \cdot 0.5 = (800/240) \cdot 0.5 = 3.8 \text{ cm}$$

Para el cálculo de la deflexión máxima de la viga se recurre al método de la sección transformada, apoyándose en la ecuación 2.9 y la figura 2.6, se obtiene el momento de inercia transformado I_x .

$$I_x = 6,077 \text{ cm}^4$$

$$E_s = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 10,000 \sqrt{f'_c} = 10,000 \sqrt{200} = 141,421 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_s/E_c = 2,039,000/141,421 = 14.42$$

$$w = 1.724.3 \text{ kg/m} = 17.24 \text{ kg/cm}$$

$$\bar{y} = d+t, -a = 21+10-8.78 = 22.22 \text{ cm}$$

$$I_x = (160/13)(14.42)(21+10-22.22)^2 + 6,077 \\ + (75.5)(22.22-(0.5)(21))^2$$

$$I_x = 18,951 \text{ cm}^4$$

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación de la deflexión máxima para una viga simplemente apoyada y con carga uniformemente repartida, tenemos:

$$\text{Deflexión max} = \frac{5w l^4}{384 E_s I_x} = \frac{(5)(17.24)(800)^4}{(384)(2,039,000)(18,951)} = 2.38 \text{ cm}$$

La deflexión máxima resultó ser un poco menor que la deflexión permitida por el ACDF, pero es suficiente para ser aceptable por lo que la viga elegida cumple con el requisito de la deflexión.

Sólo resta calcular el número de conectores de cortante necesario para que se produzca la acción compuesta total.

Fuerza cortante horizontal.

Esta fuerza se calculará de acuerdo con lo establecido en la sección 3.6.5 de las NTCDCM.

$$V_h = 0.85f'_c A_c = (0.85)(200)(0.80)(160)(8.78) = 191,053 \text{ kg}$$

$$V_h = A_s F_y = (75.5)(2,530) = 191,015 \text{ kg}$$

Rige el menor de los valores anteriores, por lo tanto la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre el punto de momento positivo máximo y el punto en donde el momento es nulo es de 191,015 kg.

Resistencia del conector de cortante.

El conector a utilizar será una barra redonda con cabeza, su resistencia se determina con la sección 3.6.5 de las NTCDCM.

$$Q_n = 0.5A_{s,c} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{s,c} F_u$$

$A_{s,c} = 2.83 \text{ cm}^2$, área transversal correspondiente a un perno de 19 mm de diámetro por 50 mm, con cabeza.

$F_u = 4,080 \text{ kg/cm}^2$, esfuerzo de tensión mínimo del conector de cortante de acero A36.

$E_c = 141,421 \text{ kg/cm}^2$, módulo de elasticidad del concreto.

$$Q_n = (0.5)(2.83) \sqrt{(200)(0.80)(141,421)} = 6.731 \text{ kg}$$

$$A_{s,c} F_u = (2.83)(4,080) = 11,546 \text{ kg}$$

$$Q_n \leq A_{s,c} F_u \quad \text{CORRECTO.}$$

Número de conectores de cortante.

El número requerido de conectores de cortante se obtiene

dividiendo la fuerza cortante horizontal entre la resistencia del conector de cortante.

$$V_h / Q_n = 191,015 / 6,731 = 28.3$$

Este número se cerrara en 28 conectores, que son los que se requieren a cada lado del momento máximo, con lo que el número total de conectores a lo largo de toda la viga es del doble que el calculado, esto es 56 conectores.

Una ubicación adecuada de los conectores es colocarlos en dos hileras, una a cada lado del eje de la viga y separarlos informemente entre si, tomando en cuenta esto la separación entre conectores es:

$$(800)(56/2) = 28.5 \text{ cm}$$

DISEÑO DE LA VIGA CONTINUA.

La viga continua a diseñar es la indicada en la figura 4.1 como la V2.

$$\text{Area tributaria } (A_t) = (16)(3) = 48 \text{ m}^2$$

Cargas vivas y muertas:

Estas cargas son las mismas que las calculadas para la viga simplemente apoyada, así:

$$\text{Carga muerta} = 455 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 100 \text{ kg/m}^2$$

Carga de diseño por unidad de longitud:

$$w = (455+100)(48)/16 = 1,665 \text{ kg/m}$$

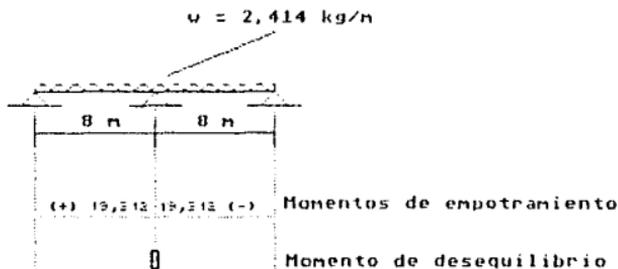
La carga de diseño calculada no considera el peso propio de la viga, ni el factor de carga, y al igual que la viga simplemente apoyada el valor numérico es el mismo. Este resultado se pudo prever sin necesidad de realizar el cálculo, puesto que para cargas vivas y muertas iguales y para anchos de Área tributaria iguales, la carga por unidad de longitud no varía.

Para primera prueba se utiliza la misma viga utilizada en el caso anterior, o sea una IR 203X59.3.

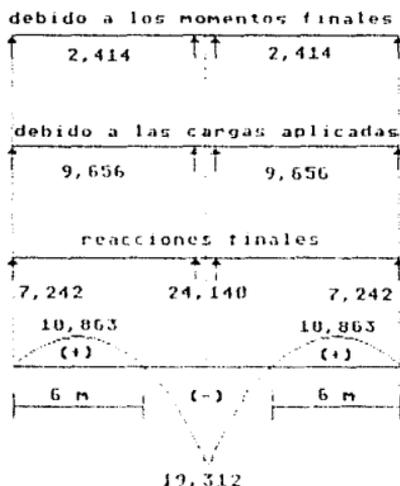
Carga de diseño lineal considerando el peso propio de la viga y el factor de carga.

$$w = (1,665+59.3)(1.4) = 2,414 \text{ kg/m}$$

La viga continua tiene tres apoyos y solo se pueden utilizar dos ecuaciones de la estática para resolverla, por lo tanto es una viga hiperestática de primer orden. Para resolverla se recurre al método de distribución de momentos o método de CROSS.



El momento de desequilibrio es igual a cero y por lo tanto no hay momento por distribuir, luego los momentos finales son iguales a los momentos de empotramiento, finalmente se calculan las reacciones finales y se elabora el diagrama de momentos.



ANALISIS DE LA SECCION DE MOMENTO MAXIMO POSITIVO.

Como el perfil de acero es el mismo que se utilizó en el diseño de la viga simplemente apoyada, se tiene ya el momento resistente de la sección compuesta trabajando en flexión positiva que resultó ser de 26,158 kg-m. Comparando este valor con el valor del momento flexionante máximo positivo de la viga continua, que es de 10,863 kg-m, se puede concluir rápidamente que la sección propuesta es más que suficiente.

ANALISIS DE LA SECCION DE MOMENTO MAXIMO NEGATIVO.

En este caso en donde la flexión es negativa el concreto que trabaja en tensión no es considerado para el cálculo de la resistencia, pero se permite tomar la contribución del acero de refuerzo paralelo al eje de la viga, que se aloja en el ancho efectivo de la losa de concreto.

La figura 4.2 muestra la sección en momento negativo que se considerará para los cálculos.

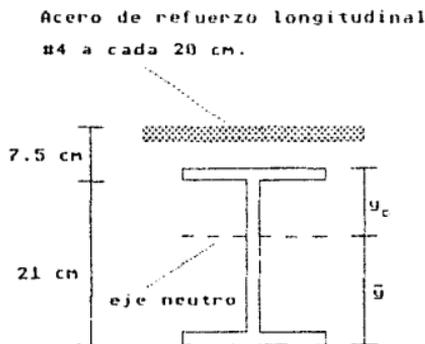


FIG. 4.2 SECCION EN FLEXION NEGATIVA

Area de cada varilla = 1.27 cm²

Número de varillas = 160/20 = 8 varillas

Area total de las varillas (A_s) = (8)(1.27) = 10.16 cm²

Localización del eje neutro.

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{(10.16)(28.5) + (75.5)(10.5)}{(10.16) + (75.5)} = 12.63 \text{ cm}$$

Momento resistente.

El momento resistente se obtendrá con la ecuación 2.17 con las modificaciones pertinentes a este caso.

$$M_n = 2F_y b_s t_s (y_p - 0.5t_s) + F_y t_s (y_p - t_s)^2 + F_y A_s (0.5d - y_p) + A_s F_y y_p$$

Características del perfil IR 203X59.3 de acuerdo a la fórmula 2.17 y la figura 2.10.

$$b_s = 20.5 \text{ cm}$$

$$t_s = 1.42 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.91 \text{ cm}$$

$$d = 21.0 \text{ cm}$$

$$A_s = 75.5 \text{ cm}^2$$

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal = 4,200 kg/cm²

$$y_p = d - \bar{y} = 21 - 12.63 = 8.37 \text{ cm}$$

$$y_r = 7.5 + y_p = 7.5 + 8.37 = 15.87 \text{ cm}$$

Sustituyendo valores:

$$\begin{aligned} M_n &= (2)(2,530)(20.5)(1.42)(8.37 - (0.5)(1.42)) + (2,530)(0.91)X \\ &X(8.37 - 1.42)^2 + (2,530)(75.5)((0.5)(21) - 8.37) + (10.16)X \\ &X(4,200)(15.87) = 2,323,565.4 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

Multiplicando por el factor de reducción:

$$0.85M_n = (0.85)(2,323,565.4) = 1,975,030.6 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 19,750 \text{ kg-m}$$

El momento resistente de la sección resultò ser mayor que el momento negativo de diseño de 19,312 kg-m, de lo que se concluye que en cuanto a resistencia se refiere la viga es adecuada.

Revisión de las deflexiones.

La deflexión permitida por el RCDF es igual en este caso, para la viga continua que para la viga simplemente apoyada y que es de 3.8 cm. Solo resta calcular la deflexión real de la viga continua, para esto es necesario conocer el momento de inercia respecto al eje neutro de la sección de momento negativo, la que se ilustra en la figura 4.2. Se hace uso del teorema de los eje paralelos.

$$I_x = \sum (I + Ad,^2)$$

$$I = 6,077 + (75.5)(2.13)^2 = 6,419.5 \text{ cm}^4 \text{ (perfil de acero)}$$

$$I = 0 + (10.16)(15.87)^2 = 2,558.8 \text{ cm}^4 \text{ (acero de refuerzo)}$$

El momento de inercia de la sección de momento negativo es la suma de los dos valores anteriores, denominando I_1 a este momento de inercia e I_2 al momento de inercia transformado de la sección de momento positivo que ya se conoce, se tiene:

$$I_1 = 18,951 \text{ cm}^4 \text{ (flexión positiva, sección transformada)}$$

$$I_2 = 8,978 \text{ cm}^4 \text{ (flexión negativa)}$$

Para la localización y posteriormente la estimación de la deflexión máxima, se utiliza el método de la viga conjugada, el

que consiste, en términos generales en cargar una viga hipotética según las condiciones de apoyo, con el diagrama de momentos de la viga real, por último esta viga hipotética se resuelve como cualquier otra, las características de esta viga hipotética con respecto a la viga real son:

cortante de la viga hipotética = pendiente de la viga real

momento de la viga hipotética = deflexión de la viga real

Para resolver el problema que se tiene de los diferentes momentos de inercia a lo largo de la viga, se divide el diagrama de momentos flexionantes entre su respectivo momento de inercia multiplicando el resultado por cien, esto último con la finalidad de obtener homogeneidad entre las dimensiones.

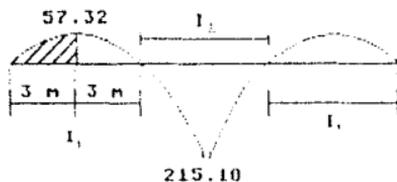


Diagrama de momento flexionante entre los distintos momentos de inercia ($100M/I_i$)



Viga conjugada

Es con este nuevo diagrama de momentos flexionantes que se carga la viga hipotética o conjugada, cuyo apoyo central se convierte en una articulación.

Las reacciones se obtienen de la sumatoria de fuerzas verticales dividiendo el resultado entre dos (por simetría), a su vez las fuerzas verticales son iguales a las Áreas correspondientes que por comodidad se han designado como A_1 y A_2 .

Reacciones:

$$A_1 = (2bh/3) = (2)(3)(57.32)(100)/(3) = 11,464 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (bh/3) = (2)(215.10)(100)/(3) = 14,340 \text{ cm}^2$$

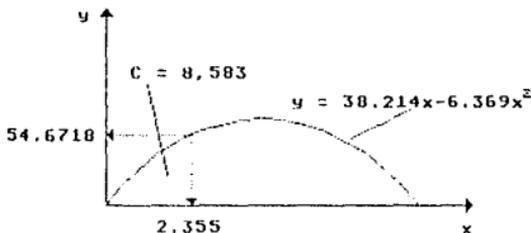
$$R_a = R_c = (4A_1 - 2A_2)/2 = 8,588 \text{ kg.}$$

La deflexión máxima ocurre en donde el cortante conjugado es igual a cero, esto es, en donde la pendiente es horizontal.

El punto en donde ocurre esto se hizo por aproximaciones sucesivas, presentando a continuación solamente la última aproximación.

$$\text{Para } x = 2.355 \quad y = 54.6718$$

$$C = 8,583$$



El valor de la carga C es aproximadamente igual a la reacción R., por lo que la sumatoria de cortante a la distancia $x=2.355$ m, es muy cercana a cero.

La deflexión real se obtiene tomando momentos con respecto a este punto de las fuerzas a la izquierda del mismo, todo esto, claro está, sobre las cargas de la viga conjugada.

Distancia del centroide de la semiparábola al punto de cortante conjugado nulo:

$$x_{c.n.} = (3/8)x = (3/8)(235.5) = 88.31 \text{ cm}$$

Tomando momentos de las fuerzas con respecto al mencionado punto y dividiendo el resultado entre el módulo de elasticidad del acero se obtiene la deflexión máxima.

$$\begin{aligned} \text{Deflexión max} &= ((8,588)(235.5) - (8,588)(88.31))/2,039,000 \\ &= 0.62 \text{ cm.} \end{aligned}$$

La deflexión permitida resultó ser mayor que la deflexión máxima real, por lo que se cumple con el requisito de deformación.

Para terminar con el diseño de la viga, solo resta determinar el número de conectores de cortante necesarios en cada tramo para que se produzca la acción compuesta total.

Sección de momento positivo.

La fuerza cortante es la misma anteriormente calculada para la viga simplemente apoyada, utilizando el mismo tipo de conector se tiene que el número de conectores a cada lado del momento máximo positivo y de momento nulo es de 28, siendo el total del

doble, esto es 56 conectores. La colocación de estos se hace en forma similar, ubicándolos en dos hileras una a cada lado del eje de la viga, luego la separación entre conectores es igual a la longitud del tramo de momento positivo entre el número de conectores necesarios para que se produzca la acción compuesta total.

$$(600)/(56/2) = 21.4 \text{ cm}$$

Sección de momento negativo.

La fuerza cortante horizontal en estos casos, es igual al producto del área de las barras de refuerzo A_r , que se encuentran en el ancho efectivo de la losa por su esfuerzo de fluencia especificado F_y . Con respecto al cálculo de la resistencia del conector de cortante y su distribución no existe diferencia.

Fuerza cortante horizontal.

$$V_h = A_r F_y = (10.16)(4,200) = 42,672 \text{ kg}$$

Número de conectores de cortante.

Efectuando la división correspondiente de la fuerza cortante entre la resistencia del conector que ya ha sido calculada, se tiene:

$$V_h / Q_n = (42,672)/(6,731) = 6.3$$

Cerrando a 7 conectores, el total de ellos a lo largo de la sección de momento negativo es de 14.

Por último la distancia entre conectores colocadas de igual forma que las anteriores es:

$$(400)/(14/2) = 57.1 \text{ cm}$$

CAPITULO CINCO

DIMENSIONAMIENTO DE SISTEMAS DE PISO

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

En este capítulo se trata el tema de sistemas de piso formados a base de láminas de acero acanaladas y concreto, soportados o no por vigas de acero. La situación de los pisos compuestos es parecida a la de las vigas compuestas.

Los relieves de la lámina acerada funcionan como conectores de cortante, además de que existe adherencia natural entre la lámina y el concreto proporcionando resistencia al cortante tanto horizontal como vertical, impidiendo de esta forma que el concreto y la lámina acanalada se deslicen uno con respecto a la otra o que se separen verticalmente entre sí.

Ventaja de los sistemas de piso compuestos, es la que permite que la propia lámina acanalada de acero funcione como cimbra y que una vez fraguado el concreto se incorpore al sistema, así mismo sus canales pueden ser utilizados de diversas formas, como lo son para la instalación del cableado eléctrico y telefónico, aire acondicionado e inclusive para la iluminación.

La lámina de acero se fabrica con diversas configuraciones en sus canales, algunas de las cuales se muestran en la figura 5.2.

Los canales de la lámina pueden ser paralelos o perpendiculares a las vigas de acero que soporten al piso compuesto, en cuyo caso es necesario colocar conectores de cortante soldados a los perfiles de acero. Estas situaciones se presentan gráficamente en las figuras 5.1a y 5.1b.

Los sistemas de piso compuestos, permiten flexibilidad en su construcción y en la utilización de los espacios, tienen además diversas capacidades de carga, desde los pisos ligeros en donde el concreto se refuerza con una malla de alambre o con otros

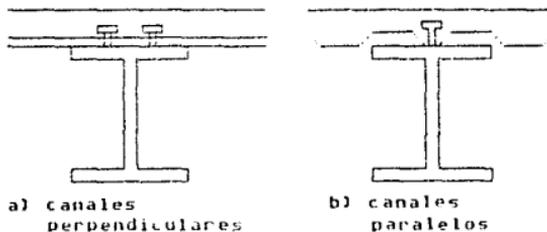


FIG. 5.1 ORIENTACION DE LOS CANALES.

medios que resistan los esfuerzos debidos a las contracciones, hasta las secciones fuertemente reforzadas con varillas corrugadas de acero.

Las laminas acanaladas en general son galvanizadas para que sean más resistentes a la acción del medio ambiente, pudiéndose marcar, ranurar, cortar, pintar y empaquetar para su posterior colocación en la obra.

Los pisos compuestos se diseñan de manera que el concreto trabaje a compresión y el acero a tensión. Se puede utilizar el método de análisis de la sección transformada descrito en capítulo anterior, añadiéndose sólo algunas consideraciones adicionales.

Las placas comprimidas de los sistemas de piso compuestos están en contacto directo con el concreto y muy cerca del eje neutro por lo que en general no existe el problema del pandeo.

El diseño de estos sistemas de piso compuestos se puede hacer siguiendo las especificaciones del American Institute of

Steel Construccion (AISC) Load and Resistance Factor Design (LRFD) Specification for Structural Steel Buildings.

A continuación se reproducen las especificaciones mencionadas y aunque se hace referencia a las NTCDCM del RCDF en vez de las mismas especificaciones es perfectamente válido debido a que, en lo que concierne a construcción compuesta, ambas reglamentaciones coinciden, excepto en que las NTCDCM no abarcan lo que a pisos compuestos se refiere.

1. Miembros compuestos.

1.3.5 Losas de concreto con cimbra de acero acanalada.

a) Generalidades.

La resistencia de diseño en flexión $F.M.$ de la sección compuesta consistente en losas de concreto con cimbra de láminas de acero acanaladas conectada a vigas de acero puede determinarse con la porción aplicable de la sección 3.6.2.3 de las NTCDCM con las modificaciones siguientes:

Esta sección es aplicable para cimbras con nervaduras de altura nominal h , no mayor de 76 mm.

El ancho promedio de la nervadura de concreto w , no será menor de 50 mm, pero para el cálculo se tomará un valor no mayor que el ancho real de la nervadura en la parte alta de la cimbra. Véase la sección 1.3.5c para indicaciones adicionales.

La losa de concreto se unirá a la viga de acero por medio de conectores de cortante soldados, no mayores de 20 mm de diámetro. Los pernos conectores de cortante pueden estar soldados directamente al miembro o a través de la lámina de acero

acanalada. Los conectores de cortante después de su instalación deberán sobresalir cuando menos 40 mm por arriba de la parte alta de la lámina de acero acanalada.

El espesor de la losa, arriba de la parte alta de la lámina de acero acanalada, no será menor de 50 mm.

b) Láminas de acero acanaladas con nervaduras orientadas perpendicularmente a la viga de acero.

El concreto situado por debajo de la parte alta de la lámina de acero acanalada no se tomará en cuenta al determinar las propiedades de la sección ni el cálculo de A_c .

La separación de los conectores de cortante a lo largo de la longitud de la viga portante no deberá exceder de 800 mm.

La fuerza cortante horizontal permisible del conector, será el estipulado en la sección 3.6.5 de las NTCCEM, multiplicado por el siguiente factor de reducción.

$$(0.85/N_c)(w_c/h_c)(H_c/h_c - 1) \leq 1.0$$

En donde:

h_c = altura nominal de la nervadura en mm.

H_c = longitud en mm, del perno conector una vez soldado. En los cálculos éste no excederá el valor $(h_c + 75)$, aun cuando la longitud real sea mayor.

N_c = número de pernos conectados sobre una viga en una nervadura. No excederá de 3 en los cálculos, aun cuando la cantidad real sea mayor.

w_c = ancho promedio en mm de la nervadura de concreto (ver sección 1.3.5a).

Para evitar el desprendimiento, la cimbra de acero será anclada a todas las vigas de acero diseñadas en sección compuesta a una separación no mayor de 400 mm. Tal anclaje se puede proporcionar mediante conectores de cortante, o con una combinación de ellos con puntos de soldadura, u otros medios especificados por el diseñador.

c) Láminas de acero acanaladas con nervaduras orientadas paralelamente a la viga de acero.

El concreto en las nervaduras de la lámina de acero acanalada se tomará en cuenta al determinar las propiedades de la sección y en el cálculo de A_s , de la sección 3.6.5 de las NTCDCM.

Las láminas de acero acanaladas sobre vigas portantes podrán cortarse a lo largo de la nervadura y separarse para aumentar el volumen de concreto en contacto con el patín de la viga de acero.

Cuando la cimbra de acero tenga una altura nominal de 40 mm o más, el ancho promedio de la nervadura w_r , que lleva los conectores, no será menor de 50 mm para un perno conector. Cuando haya más de una fila transversal de pernos, se aumentará el ancho promedio de la nervadura en cuatro diámetros de perno por cada fila adicional de pernos.

La fuerza cortante horizontal permisible por perno conector deberá ser el valor estipulado en la sección 3.6.5 de las NTCDCM, excepto cuando la relación w_r/h_s sea menor que 1.5, la fuerza permisible se multiplicará por el factor de reducción siguiente:

$$0.6(w_r/h_s) ((H_s/h_s) - 1.0) \leq 1.0$$

En donde; h_r y H son los definidos en la sección 1.3.5b y w_r el ancho promedio en mm de la nervadura de concreto (ver sección 1.3.5a).

La figura 5.2 muestra la nomenclatura empleada en los sistemas de piso compuestos.

En lo que resta del presente capítulo y a manera de ejemplos se calculan las resistencias de secciones de pisos mixtos, formados a base de concreto y lámina corrugada de acero.

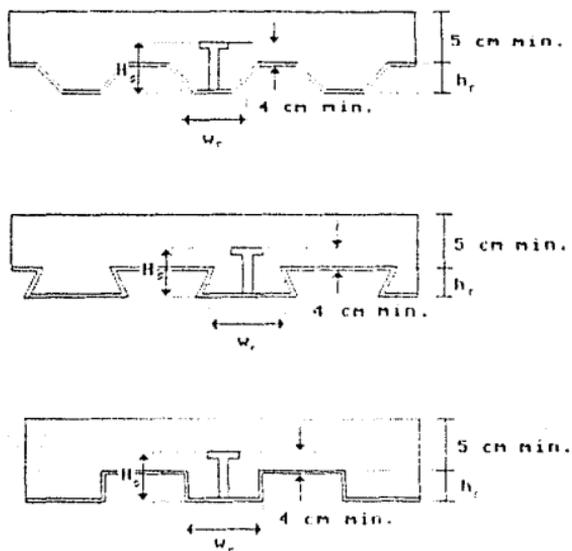


FIG 5.2 NOMENCLATURA EMPLEADA.

Ejemplo 1.

Determinar el momento resistente nominal de la sección que se muestra en la figura 5.3, utilizando el criterio de resistencia última. Considerar a la sección trabajando en zona de momento positivo y sin acero de refuerzo en tensión.



FIG. 5.3 PISO MIXTO DEL EJEMPLO UNO.

SOLUCION.

Igualando las fuerzas de tensión y compresión y posteriormente despejando "a" se obtiene la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a partir del borde superior de la losa.

$$f'_c b a = F_y A_s$$

De donde:

$$a = F_y A_s / f'_c b$$

El momento nominal máximo resistente de la sección se obtiene tomando momentos estáticos con respecto a la parte alta de la lámina de acero acanalada.

$$M_n = 0.5h_r F_y A_s + f'_c b a (t_s - 0.5a)$$

El momento resistente obtenido es para cualquier ancho de sección b , pero debe de cumplirse la condición de que el espesor "a" sea menor o igual al valor de t_e , esto es:

$$a \leq t_e$$

$$F_y A_s \leq f'_c t_e b$$

En caso de que no se cumpla la condición anterior se debe de realizar otra serie de cálculos similares, considerando ahora que el eje neutro se aloja en las nervaduras de la lámina de acero. Las hipótesis del análisis son las que considera el RCBF.

Ejemplo 2.

Realizar lo mismo que en el ejemplo uno, pero considerando que en este caso la sección se encuentra en zona de flexión negativa y que se le ha colocado a la sección acero de refuerzo en tensión. Figura 5.4.

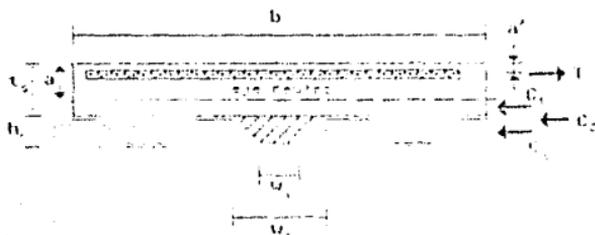


FIG. 5.4 PISO MIXTO EN FLEXIÓN NEGATIVA.

SOLUCION.

Las fuerzas de compresi3n y tensi3n son:

$$T = F_y A_r$$

$$C_1 = f'_c b (t_s - a)$$

$$C_2 = f'_c m (0.5h_r)(w_1 + w_2)$$

$$C_3 = F_y A_s$$

En las expresiones anteriores:

F_y = esfuerzo m3nimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal.

A_r = 3rea de las barras de refuerzo longitudinal.

m = n3mero de nervaduras de concreto a lo largo del ancho de la secci3n.

Para la localizaci3n del eje neutro se igualan las fuerzas de compresi3n con la de tensi3n y se obtiene:

$$a = t_s - (T - C_2 - C_3 / f'_c b)$$

Por 3ltimo el momento resistente de la secci3n se obtiene tomando momentos con respecto a la parte alta de la nervadura de la l3mina de acero.

$$M_n = C_1 0.5(t_s - a) + C_2 y + C_3 0.5h_r + T(t_s - a')$$

y = centroide del trapecio que forma la nervadura de concreto y que se obtiene como $h_r (2w_1 + w_2) / (w_1 + w_2)$.

a' = profundidad a la que se coloca el acero de refuerzo longitudinal.

Al igual que en el ejemplo uno, aquí también hay que comprobar que "a" sea menor o igual a t_s .

Por lo general los fabricantes de láminas de acero acanaladas proporcionan tablas con las propiedades y especificaciones de las láminas que permiten simplificar y facilitar los cálculos.

CAPITULO SEIS

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Cuando una carga tiende a acortar un elemento se puede decir que se encuentra sujeto a compresión. Este es el caso de las columnas que son en sí componentes críticas de una estructura, ya que su falla es de mayores consecuencias nefastas que por ejemplo la de una viga.

La posición del miembro no determina la diferencia entre los diversos componentes de una estructura, sino el tipo de esfuerzos a que se encuentra sometido, así pueden existir columnas inclinadas o totalmente horizontales siempre y cuando la compresión rija su comportamiento.

La columna ideal es aquella que se encuentra sometida a cargas axiales cuya resultante coincide con su eje longitudinal centroidal, pero en la realidad existen factores que ocasionan excentricidades en las cargas, como lo son los desplomes o las imperfecciones en la construcción, aun las cargas muertas y vivas suelen ser causa de excentricidad tal y como ocurre en las columnas perimetrales en donde el centro de gravedad de las cargas se ubica en el lado interior de las mismas.

Si la flexión está presente en una columna se acostumbra nombrarla viga-columna, si sólo existe compresión axial entonces se habla de columnas cargadas axialmente (columna ideal).

Para abordar el problema de las columnas, que es lo que pretende el presente capítulo considérese un miembro sujeto a carga de tensión, en este caso el miembro siempre se mantendrá recto hasta el momento de la falla. Situación diferente se presenta en el caso de miembros comprimidos y pueden ocurrir tres cosas:

a) Ruptura por falla del material; esto sucede sólo en miembros cortos, en donde el material de la columna puede desarrollar la totalidad de su capacidad de carga, hasta llegar a la falla.

b) Pandeo lateral del miembro; mientras que la resistencia de un miembro sujeto a tensión es independiente de la longitud del elemento, en columnas largas la falla es directamente proporcional a la rigidez flexionante del miembro. El e es inversamente proporcional a su longitud (lo que se demostrará más adelante). Se tiene que entre más largo es el elemento menor es la resistencia al pandeo lateral. Si una columna larga es sometida a una carga progresiva P , sucede que se presenta el pandeo lateral en ella antes de que la fuerza P sea lo suficientemente grande para provocar la ruptura del material por aplastamiento, a este fenómeno se le conoce como pandeo lateral.

c) Pandeo local; supóngase una sección tubular de acero cuya longitud es tal que se presenta el pandeo lateral antes que la fractura del material, y se tiene como meta aumentar la resistencia a dicho pandeo con la misma cantidad de acero. Para esto se está forzado a aumentar el momento de inercia I de la sección, colocando el material lo más alejado posible del eje centroidal del tubo, disminuyendo para esto el espesor de pared. Ante esta nueva situación la resistencia al pandeo lateral aumentará, pero si el grosor es demasiado delgado lo que se vence es la pared del tubo, apareciendo de esta forma antes que el pandeo lateral el fenómeno del pandeo local.

Las columnas mixtas que se tratan en este capítulo carecen

del problema de pandeo local por la misma forma de su construcción, luego, sólo se tratarán las fallas de resistencia y pandeo lateral que de aquí en adelante simplemente se denominará pandeo.

Ecuación básica de columnas.

En el año 1757 un matemático suizo de nombre Leonardo Euler pudo darse cuenta de que el problema de la columna no se limitaba solamente a la determinación de resistencia, sino que existía, aunado a ella, una situación de inestabilidad de la pieza a la que se le conoce como pandeo. Con esto en mente se avocó a solucionar el problema que culminó con la ecuación que lleva su nombre y que matemáticamente se expresa como:

$$P_{c,r} = \pi^2 EI/L^2$$

La fórmula gobierna la relación de la carga de pandeo crítica $P_{c,r}$ de una columna cargada axial o idealmente, su deducción se trata a continuación.

En la figura 6.1 se tiene la representación de una columna ideal con extremos articulados, de longitud L y sometida a una carga concéntrica $P_{c,r}$. Suponiendo que el plano XY es de simetría la columna se flexionará en ese mismo plano, de acuerdo a esto y a la nomenclatura empleada, el momento flexionante en una sección cualquiera es $P_{c,r}y$.

Sustituyendo el momento flexionante en la ecuación diferencial de la elástica se obtiene:

$$d^2y/dx^2 = M/EI = -P_{c,r}y/EI$$

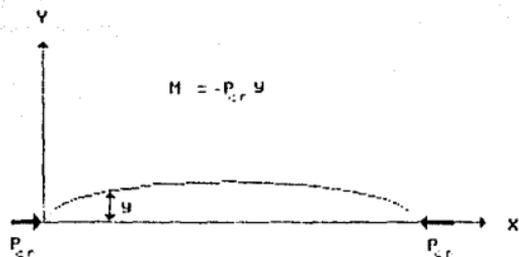


FIG. 6.1 MIEMBRO DOBLEMENTE ARTICULADO.

De aquí y haciendo $\lambda^2 = P_{cr} y/EI$ una constante:

$$(d^2y/dx^2) + \lambda^2 y = 0$$

La solución de la ecuación diferencial es:

$$Y = C_1 \text{ Sen } \lambda x + C_2 \text{ Cos } \lambda x$$

Para evaluar las constantes C_1 y C_2 , se aplican las condiciones de frontera $y(0) = 0$, $y(L) = 0$.

$$\text{Para } y(0) = 0; \quad 0 = C_1 \text{ Sen } 0 + C_2 \text{ Cos } 0 \quad C_2 = 0$$

$$\text{Para } y(L) = 0; \quad 0 = C_1 \text{ Sen } \lambda L$$

Así se llega a la ecuación $C_1 \text{ Sen } \lambda L = 0$, restando solamente encontrar los valores que la satisfagan y que son:

a) $C_1 = 0$ (corresponde a la solución trivial)

b) $\lambda L = \sqrt{P_{cr}/EI} \quad L = n\pi$

Del segundo y tercer miembros de la relación b) y despejando $P_{c,r}$, se llega a:

$$P_{c,r} = \bar{u}^2 n^2 EI/L^2 \quad n = 1, 2, 3, \dots$$

Aquí interesa el valor de P que corresponde a la menor carga de pandeo, esto ocurre cuando $n = 1$, así:

$$P_{c,r,1} = \bar{u}^2 EI/L^2$$

En la fórmula anterior a $P_{c,r,1}$, que es la carga mínima con la que se inicia el pandeo se le conoce con el nombre de carga crítica de Euler $P_{c,r}$. Una observación importante es que en ella no participa la resistencia del material, con lo que se afirma que la resistencia al pandeo es independiente de la composición de la columna. Para obtener realmente la carga mínima de pandeo el momento de inercia I a considerar en los cálculos debe de ser el mínimo en relación al plano considerado.

Modos superiores de pandeo.

La figura 6.2 señala los diversos modos de pandeo que ocurren para $n > 1$, siempre y cuando n sea un número entero, en este caso, para $n = 1$ se le llama "caso fundamental de pandeo" por ser éste a partir del cual se puede obtener una única fórmula para diferentes condiciones de apoyo de los extremos de una columna.

Al igual que se analizó la columna con extremos articulados, se pueden realizar cálculos similares para otros miembros comprimidos con diferentes condiciones de apoyo en los extremos, lo que daría como resultado las expresiones siguientes:

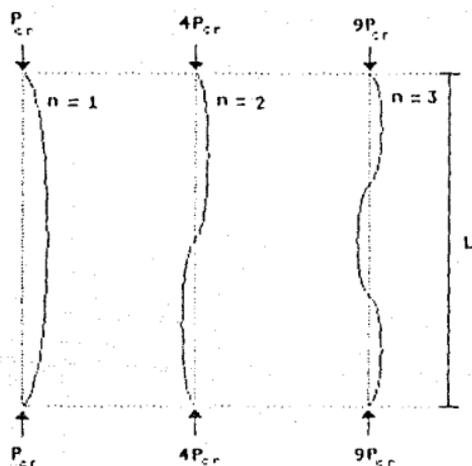


FIG. 6.2 MODOS SUPERIORES DE PANDEO.

$P_{cr} = \pi^2 EI / 4L^2$, para una columna empotrada en su base y libre en su extremo superior, fig. 6.3a.

$P_{cr} = 2.05 \pi^2 EI / L^2$, para una columna empotrada en un extremo y articulada en el otro, fig. 6.3b.

$P_{cr} = 4 \pi^2 EI / L^2$, para una columna empotrada en ambos extremos fig. 6.3c.

Las fórmulas anteriores tienen una cierta semejanza con la expresión para el caso de la columna doblemente articulada, la cual se puede modificar para ser aplicada a todos los casos de columnas con diferentes condiciones de apoyo, siempre y cuando que en vez de utilizar la longitud real se utilice la longitud

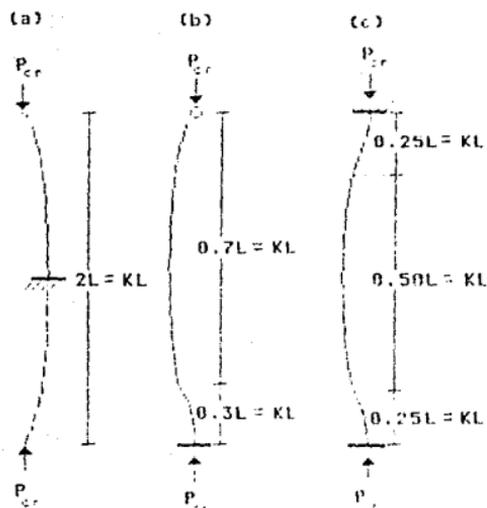


FIG. 6.3 CONDICIONES DE APOYOS DIFERENTES.

efectiva, que no es más que la distancia que existe entre los puntos de inflexión de la curva elástica o las articulaciones, ejemplos de longitud efectiva se muestran en la figura 6.3 como KL .

La nueva expresión generalizada de la carga crítica para columnas con carga axial y varias condiciones idealizadas en los extremos es:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

En la que KL es la longitud efectiva de columna y K el factor de longitud efectiva que se encuentra tabulado para

La línea punteada muestra el perfil pandeado de la columna.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de K cuando se aproxima a las condiciones ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Simbología de la condición de los extremos						
		Rotación impedida	Rotación libre	Rotación impedida	Rotación libre	Traslación impedida
		Rotación libre	Traslación impedida	Traslación libre	Traslación libre	
		Traslación impedida	Traslación libre			
		Traslación libre				

FIG. 6.4 FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA.

diferentes condiciones de apoyo en la figura 6.4, en ella misma se da la demás información pertinente.

Limitaciones de la fórmula de Euler.

La deducción de la fórmula de Euler se hizo con base en la consideración de que la columna se encuentra axial e idealmente cargada y que sus articulaciones son igualmente ideales, además de que sólo es válida por debajo del límite de proporcionalidad del material, esto es, cuando el pandeo es elástico. Si el pandeo se da con esfuerzos por encima del límite de proporcionalidad recibe el nombre de pandeo inelástico.

La expresión para el esfuerzo crítico se obtiene fácilmente

sustituyendo el valor de la carga crítica en la fórmula del esfuerzo axial, así:

$$\sigma_{cr} = P_{cr}/A = \pi^2 EI / A(KL)^2$$

Por definición:

$$I = Ar^2$$

Sustituyendo el valor de I en la ecuación del esfuerzo crítico:

$$\sigma_{cr} = \pi^2 E / (KL/r)^2$$

En la ecuación $\sigma_{cr} = \pi^2 E / (KL/r)^2$ se le llama relación de esbeltez y r es el radio de giro de la sección.

Para tener una idea más clara de la fórmula de Euler, se grafica la relación del esfuerzo de compresión contra la relación de esbeltez obtenida despejándola de la fórmula de Euler. La gráfica en cuestión se muestra en la figura 6.5 en la que se hacen las siguientes observaciones:

Tramo ABC; recibe el nombre de curva de Euler y es la representación gráfica de la ecuación del mismo nombre.

Tramo BC; este es el rango en donde es válida la ecuación de Euler, el valor mínimo de KL/r correspondiente al punto B se obtiene igualando el esfuerzo del límite de proporcionalidad con el esfuerzo crítico de Euler y despejando KL/r .

Tramo DEF; si la relación de esbeltez es muy baja, el colapso ocurre por falla o fluencia del material, en este caso se habla de columnas cortas. La recta DEF representa el límite de

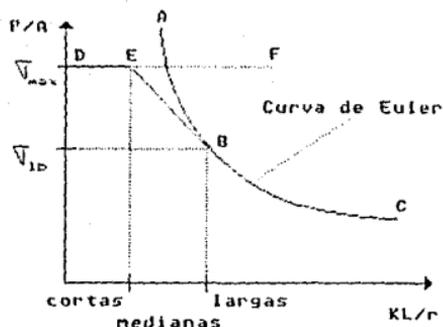


FIG. 6.5 GRAFICA ESFUERZO-RELACION DE ESBELTEZ.

resistencia en el cual no es ya aplicable la fórmula de Euler, puesto que antes del pandeo se llega al esfuerzo correspondiente al límite de proporcionalidad.

Tramo EB; está caracterizado por tener relación de esbeltez intermedia demasiado pequeña para que rija la estabilidad elástica y demasiado grande para que gobierne la resistencia. A las columnas que se encuentran en esta situación se les denomina columnas medianas y su pandeo es inelástico.

Tramo DEBC; sobre esta línea se puede diseñar cualquier tipo de columna sin importar su longitud.

Longitud efectiva de columna en estructuras reales

Los valores para el factor de longitud efectiva K que se obtienen con la figura 6.4, están sujetos a condiciones ideales de apoyo, sin embargo, en la realidad es muy difícil definir tales condiciones encontrándose por lo general situaciones que

varían desde el empotramiento hasta la articulación. De esta manera en marcos contraventeados el valor de K tiene valores entre 0.5 y 1.0 y en las columnas de marcos no contraventeados el valor de K excede siempre 1.0.

Existe otra alternativa para la determinación del valor de K que se obtiene a partir del nomograma de Jackson y Morelans el que es función de los valores de l/L de las trabes adyacentes o vigas que se suponen rigidamente unidas a la columna en estudio.

Para el empleo del nomograma, primero se debe definir si se trata de marcos contraventeados o no. El contraventeo se puede lograr por medio de muros de cortante o con adecuadas diagonales.

Los subíndices A y B del nomograma de Jackson y Morelans que se muestra en la figura 6.6 corresponden a los nodos en los extremos de la columna en estudio. G se obtiene con la expresión:

$$G = (\Sigma I_c / L_c) / (\Sigma I_b / L_b)$$

El numerador es la sumatoria de las rigideces relativas de las columnas que concurren en la junta y el denominador corresponde a la suma de las rigideces de las trabes u otros elementos no columnas que concurren a la misma junta, los elementos involucrados deben encontrarse en el mismo plano en que se estudie el pandeo de la columna.

En el cálculo de G, I_c y L_c son respectivamente el momento de inercia y la longitud de las columnas en cuestión, mientras que I_b y L_b son el momento de inercia y la longitud de las vigas u otros elementos que restrinjan. Los valores de I_c y I_b se consideran con respecto al eje perpendicular al plano de pandeo.

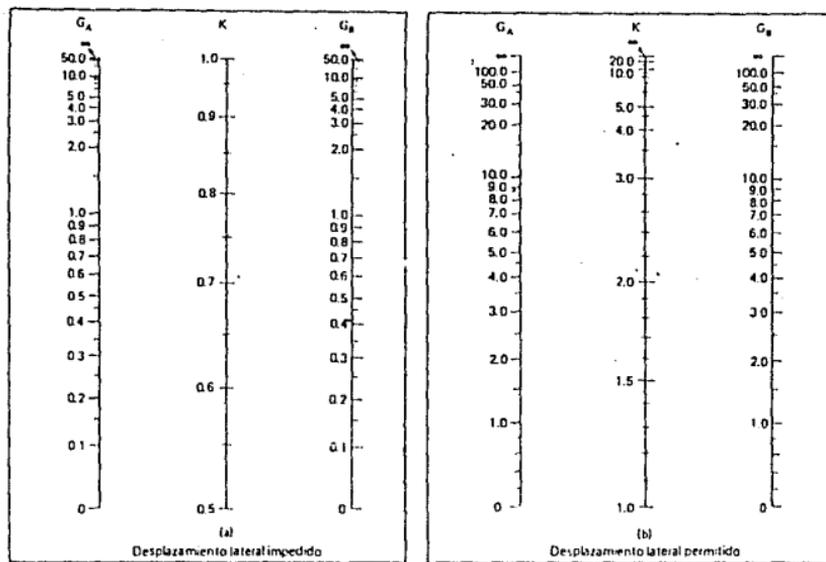


FIG. 6.6 NOMOGRAMA DE JACKSON Y MORELANS.

Para el uso adecuado del nomograma se hacen las dos siguientes recomendaciones:

1.- Para una columna con la base conectada a una zapata o a cimentación con articulación sin fricción, G es teóricamente infinita, pero para fines prácticos se le debe tomar como 10.

2.- Si la base de la columna está rigidamente unida a la cimentación con diseño apropiado, el valor de G se aproxima a 0, sin embargo debe de considerársele como 1.0.

Columnas sometidas a esfuerzos combinados.

Hasta aquí sólo se han tratado las columnas cargadas axialmente, en donde sólo existen esfuerzos de compresión, pero en situaciones reales las columnas se ven sometidas tanto a esfuerzos axiales como de momentos provocados por cargas excéntricas, por la acción de marco continuo, así como cargas laterales debidas a sismos y viento. En general las columnas deben soportar cargas laterales y/o transmitir momentos entre sus extremos, lo que las lleva a la situación de encontrarse sujetas a esfuerzos combinados.

Para el estudio de las vigas-columnas se utilizan las expresiones del esfuerzo axial y la de flexión, integrándolas a una sola, que queda como:

$$\text{Esf} = (P/A) + (My/I)$$

La superposición de esfuerzos que se emplea en el cálculo de esfuerzos combinados es válida sólo para deformaciones pequeñas de los miembros. El diseño de los miembros compuestos flexocomprimidos se tratan en la sección 3.6.4 de las NTCDCM.

Ejemplo.

Determinar la carga permisible para la sección tubular cuadrada catalogada como DR 152X4.8 rellena de concreto, que forma una columna de 4 metros de altura y que tiene un factor de longitud efectiva de 0.85. El acero es A36 y el concreto tiene una resistencia especificada a la compresión de 250 kg/cm².

SOLUCION:

Recurriendo al manual del IMCA se obtienen las características de la sección del acero.

$$A_g = 27.55 \text{ cm}^2$$

$$r = 5.99 \text{ cm}$$

Realizando los cálculos necesarios para la aplicación de las fórmulas de la sección 3.6.1.2 de las NTCDCEM.

$$A_e = A_g = 27.55 \text{ m}^2$$

$$A_c = (15.24 - (2)(0.48))^2 = 203.92 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 10,000 \sqrt{250} = 158,114 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{c,} = 2,530 + 0.4(0.85)(0.80)(250)(203.92/27.55) \\ = 3,788.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 2,040,000 + 0.4(158,114)(203.92/27.55) \\ = 2,508,132 \text{ kg/cm}^2$$

$$(KL/r) = (0.85)(400)/5.99 = 56.76$$

$$(KL/r)_c = \sqrt{(2)^2(2,508,132)/3,788.31} = 114.32$$

Se cumple la desigualdad $(KL/r) < (KL/r)_c$, entonces se debe de utilizar la ecuación 3.2.3 de las NTCDCEM.

$$R_c = (27.55)(3,788.31)(0.85)(1 - ((56.76)^2 / (2)(114.32)^2))$$

$$= 77,777.56 \text{ Kg}$$

$$= 77.778 \text{ ton}$$

Por lo que la columna es capaz de resistir una carga de 77.778 toneladas.

CAPITULO SIETE

DIMENSIONAMIENTO DE CONEXIONES

Para unir los diferentes miembros que conforman una estructura se hace necesaria la utilización de las conexiones, las cuales transfieren de miembro a miembro los diferentes elementos mecánicos que en ellos se producen, a causa de las fuerzas internas y externas que obran dentro y sobre la estructura.

Una conexión se compone por uniones y conectores, las uniones pueden ser placas, ángulos, atiesadores o ménsulas, mientras que los conectores se dividen en soldaduras, remaches y tornillos.

Dependiendo de la rigidez que proporcionen las conexiones, las estructuras se clasifican en los tipos siguientes:

Estructuras de tipo uno.

Se les nombra como marcos rígidos o marcos continuos, la característica de estas estructuras es que sus ángulos iniciales permanecen iguales ante la deformación de la estructura, además de que son capaces de transmitir la totalidad de los elementos mecánicos que en ella se producen, de miembro a miembro.

Estructuras de tipo dos.

En estas estructuras sus conexiones permiten rotaciones relativas, lo que implica que sus ángulos iniciales si varían al deformarse la estructura. En cuanto a la transmisión de los elementos mecánicos, los momentos se transmiten solo en una fracción de los mismos, mientras que las fuerzas normales y cortantes se transmiten en su totalidad.

La clasificación anterior es la que se maneja en las NTCDCM del RCDF.

Existe una tercera clasificación la que se le conoce como marcos semirrígidos, que se ubica entre las dos anteriores. La diferencia entre una y otra clasificación, es solamente la fracción del momento que se transmite entre miembros de la estructura.

CONEXIONES SOLDADAS.

El proceso de soldadura consiste en la unión de placas metálicas llevándolas por medio del calentamiento hasta un estado de fluidez, logrando así que se unan ya sea con o sin adición de otro material fundido.

La utilización de la soldadura ha tenido siempre dos inconvenientes, uno es su inferior resistencia a la fatiga en comparación a los tornillos o a los remaches, por el otro lado al asegurar una soldadura de buena calidad implica un control estricto y costoso. A pesar de lo anterior no hay que dejar de observar que la soldadura ha sido empleada en construcción de barcos y aviones con buen éxito.

En la actualidad es reconocido que la resistencia a la fatiga de las soldaduras es sólo un poco menor que la de los remaches o tornillos, asimismo la inspección de las soldaduras se ha hecho un problema menor gracias a la capacitación que se da a los soldadores, y a las técnicas avanzadas que hoy en día existen en relación a las soldaduras. Por lo anterior la soldadura es ahora permitida en una infinidad de trabajos estructurales.

En cuanto a las ventajas de la soldadura se puede mencionar que es más económica que los otros sistemas de conexiones, puesto que elimina el uso de placas de unión de remaches y tornillos,

trayendo consigo ahorros tanto en materiales como en mano de obra, ya que un solo soldador puede suplir hasta cuatro remachadores, todo esto sin contar aún con la disminución de peso en la estructura que se logra con la eliminación de las piezas de unión.

Por lo que se refiere al campo de aplicación, la soldadura tiene superioridad indiscutible. Tómese por ejemplo la unión de elementos de acero curvos, como lo son los tanques de flotación empleados en la construcción de lumbreras, y que sin la utilización de la soldadura sería imposible lograr la unión y la impermeabilización que se requiere.

Otras ventajas del empleo de la soldadura son que por medio de ella, se obtienen estructuras más rígidas y que son realmente continuas ya que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base. Por último cabe hacer mención que es más fácil realizar modificaciones o corregir errores, en una estructura soldada que en una remachada o atornillada.

Referente a los tipos de soldadura, se emplean dos clases de ella que son, las soldaduras con gas y la de arco eléctrico. La primera no es muy utilizada como soldadura estructural, pero sí para cortar las piezas de lámina de acero por medio de un soplete que quema una mezcla de oxígeno con otro gas combustible, generalmente acetileno, a la soldadura así formada se le nombra oxi-acetilónica.

La soldadura de arco eléctrico es la de mayor uso en las uniones de las estructuras, su nombre proviene debido a que en ella se forma un arco eléctrico entre las partes a soldar y el

electrodo sostenido por el soldador. El arco es una chispa continua provocada por un circuito eléctrico de voltaje relativamente alto, lo que ocasiona la fusión del electrodo en forma de gotitas que son forzadas por el arco a incrustarse en el material fundido de las piezas a unir, formándose así la soldadura. La penetración de la soldadura puede controlarse con precisión por medio de la corriente adecuada. Como las gotas fundidas del electrodo son realmente impulsadas hacia las partes a unir (debido a que la corriente circula del electrodo hacia las piezas), la soldadura eléctrica puede ser utilizada con satisfacción en trabajos sobre cabeza.

Existen varios diferentes tipos de electrodos de los cuales dependen las propiedades de la soldadura como lo son la resistencia, la ductilidad y la resistencia a la corrosión. La elección del electrodo depende de los materiales a unir, de la cantidad de soldadura a depositar y de la posición del trabajo entre otros factores.

Clasificación de las soldaduras.

La clasificación se hace en base al tipo de soldadura, posición de la misma y al tipo de junta a unir, y son.

a) Soldadura de filete.

La soldadura de filete es utilizada para unir ya sea placa con placa o placa con miembro, que se encuentren en un mismo plano pero traslapados, o que estén en posición sobresaliente conocida también como junta te. Las soldaduras se muestran en la figura 7.1a y 7.1b.

b) Soldaduras de penetración.

Por medio de la soldadura de penetración o a tope se unen placas colocadas y alineadas en un solo plano, pero sin traslape. Puede ser de penetración completa o de penetración parcial, en este tipo de soldadura es necesario realizar biseles en los bordes de las placas a soldar para la posterior colocación de la soldadura, que se muestra en la figura 7.1c.

c) Soldaduras de tapón.

Se practica en placas traslapadas realizando en una de ellas un agujero circular, cuyo fondo lo constituye la otra placa. La soldadura se coloca junto en el hoyo practicado hasta ser llenado por completo. Ejemplo de esta soldadura se muestra en la figura 7.1d.

d) Soldadura de ranura.

Este tipo de soldadura es similar a la de tapón, con la salvedad de que en vez de practicarse un hoyo se practica una ranura y se muestra en la misma figura 7.1c.

Soldaduras de filete.

Por medio de pruebas se ha podido demostrar que las soldaduras de filete presentan mayor resistencia a fuerzas de tensión o de compresión que a cortante, es por esto que los esfuerzos que se enmarcan en los diversos reglamentos para las soldaduras de filete corresponden a esfuerzos de corte, siendo conveniente colocarlas de tal forma que no se encuentren sujetas a combinaciones de corte y tensión o corte y compresión, sino solo a esfuerzos de corte.

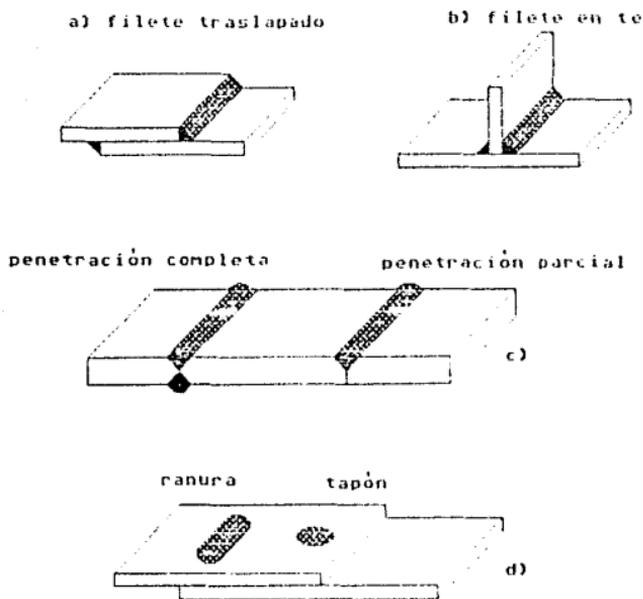


FIG. 7.1 CLASIFICACION DE LAS SOLDADURAS.

La resistencia de las soldaduras se considera como la carga P entre el área teórica de la garganta de la soldadura, la consideración anterior se hace sin tomar en cuenta si la carga aplicada P es paralela al cordón de la soldadura (soldadura longitudinal) o perpendicular al mismo (soldadura transversal). En la realidad los filetes transversales son un tercio más resistentes que los longitudinales, pero como se dijo en párrafo anterior esta situación no es considerada en la mayor parte de las especificaciones por razones de simplicidad de cálculos.

El área de la soldadura de filete es igual a la garganta teórica por la longitud total de la soldadura. Al llevar la soldadura de filete a la falla esta cede en ángulos aproximadamente de 45° a través de la garganta, es por esto que la garganta teórica para un filete de lados iguales practicado en piezas que formen un ángulo recto es igual a 0,707 veces el lado de la soldadura.

En la figura 7.2 se muestran las partes que componen a una soldadura de filete de cara convexa, lados iguales y que está practicada en piezas que forman un ángulo de 90° .

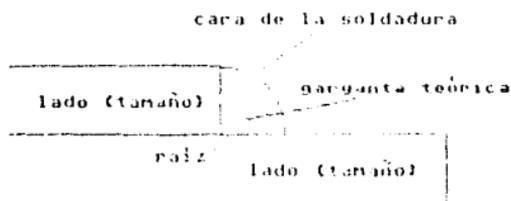


FIG 7.2 SOLDADURA DE FILETE DE LADOS IGUALES.

La forma convexa de la cara de la soldadura es preferible a las formas cóncava o plana, la causa de esto es que un filete cóncavo se contrae en su superficie ocasionando tensión lo que se traduce en agrietamiento de la soldadura, por el contrario si el filete es de cara convexa se produce compresión evitando el mencionado agrietamiento, por lo que concierne a una cara plana no es fácil de lograrse en la práctica, aunque ésta no presente el inconveniente de una cara cóncava.

Soldaduras de penetración.

Para piezas sometidas a tensión o compresión axial, la resistencia de la soldadura es igual a la carga aplicada dividida entre el área neta de la soldadura.

Cuando el material a unir es relativamente delgado no es necesario practicar el biselado de las piezas, conforme el material es más grueso se va requiriendo la utilización de la soldadura de penetración parcial o en V hasta llegar a la de penetración completa o en doble V.

La soldadura que sobresale de la superficie de las piezas conectadas (refuerzo de soldadura), proporciona resistencia extra lo cual es deseable, además de que al soldador le es más cómodo realizar una soldadura un poco más gruesa que la requerida, lo anterior es bueno siempre y cuando las cargas aplicadas sean de naturaleza relativamente estáticas. Si por el contrario la conexión va a estar sometida a cargas repetidas o vibraciones, entonces los esfuerzos parecen concentrarse en el refuerzo ocasionando una falla más rápida. Para evitar este problema es práctica común proporcionar el refuerzo y luego enrazarlo con la superficie del material unido.

Quizás la desventaja más significativa de las soldaduras a tope sea la preparación previa al ensamblaje en la obra, y aunque desde el punto de vista de resistencia, impacto, cargas repetidas y de la cantidad de material de aporte las soldaduras de penetración son preferidas a las de filete, en la práctica las soldaduras de penetración son poco utilizadas salvo pequeños trabajos o cuando las piezas resultan ser un poco más largas que

lo necesario.

Soldaduras de ranura y de tapón.

Este tipo de soldadura puede utilizarse cuando en una soldadura de filete traslapada no puede alcanzarse la longitud requerida, es entonces cuando se obtiene la resistencia adicional necesaria por medio de la soldadura de tapón y ranura. También puede ser utilizada para fijar cubreplacas en miembros compuestos, así como evitar el pandeo en piezas conectadas.

El área efectiva de las soldaduras de tapón o de ranura para fines de cálculo, es el área de la sección transversal nominal del tapón o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.

Cuando los tapones o ranuras se hagan en material grueso no mayor de 16 mm, deberán rellenarse por completo con metal de soldadura. Si el grueso del material es mayor de 16 mm se rellenarán cuando menos hasta la mitad, pero el espesor del metal de soldadura no será nunca menor de 16 mm.

Por último se hace notar que este tipo de soldadura es poco usual en el trabajo estructural.

CONEXIONES CON REMACHES.

En tiempos pasados los remaches fueron con mucho el método mayormente aceptado para realizar las conexiones, pero en la actualidad han sido desplazados poco a poco por las conexiones atornilladas y por la soldadura.

En la fabricación de los remaches es comúnmente utilizado el acero de grado suave que no se vuelve frágil durante el

calentamiento y colocación de los mismos. El remache usual tiene una cabeza redonda en uno de sus extremos y son colocados en agujeros de diámetro un poco mayor que el del propio remache, una vez ubicados se procede a formarle una segunda cabeza en el extremo opuesto a base de golpe de martillo o con pistola remachadora del tipo neumático.

Para su utilización los remaches son calentados hasta una temperatura de aproximadamente 982 °C (1,800 °F), debiendo ser colocados antes de que se enfríen demasiado pues esto podría ocasionar que se rompieran sus cabezas durante este proceso. De igual manera habrá de cercionarse si quedaron debidamente apretados, de no ser así, será necesario remover el remacho y colocar otro nuevo.

Durante el enfriamiento el vástago del remache se contrae provocando que se desarrollen esfuerzos de tensión en él, estos esfuerzos pueden variar prácticamente desde cero hasta el punto de fluencia del acero, siendo de carácter impredecible. Es por esta incertidumbre que en los cálculos no se considera la fuerza de apriete que se produce entre la unión de los materiales.

Como se mencionó anteriormente los remaches son comúnmente de cabeza redonda, pero existen otros dos tipos de remache que son los de cabeza plana y los de cabeza embutida enrasada que se utilizan según los requerimientos de la estructura. Estos remaches y las partes que los componen se muestran en la figura 7.3.

Los remaches de cabeza embutida no tienen la capacidad de desarrollar su resistencia total, por ello en el diseño sólo se

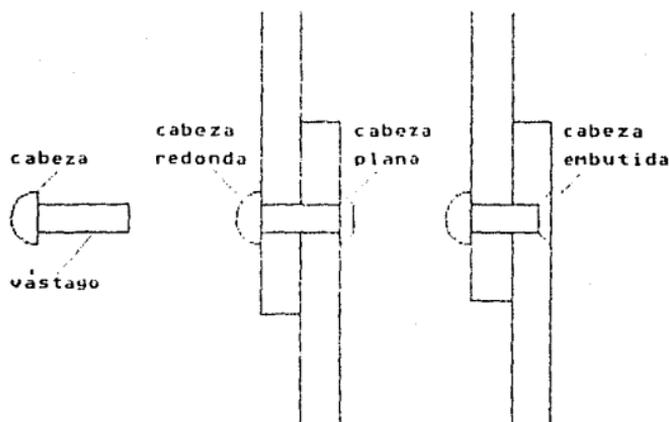


FIG. 7.3 TIPOS DE REMACHES

considera el 50% de su resistencia real. El remache de cabeza plana debe preferirse al embutido, pero si se requiere de una superficie plana no queda otra solución que el remache embutido aunque éste sea más costoso y de menor resistencia, por lo que su uso debe limitarse a casos absolutamente necesarios.

Al aplicarse la fuerza P y por no ser suficiente la fuerza de fricción entre las placas, ocurre que se presenta el deslizamiento entre ellas lo que ocasiona los dos tipos de esfuerzos que se explican a continuación e ilustran en la figura 7.4.

Esfuerzo de aplastamiento; este esfuerzo se produce entre el área de contacto del remache con la placa. Su valor se obtiene

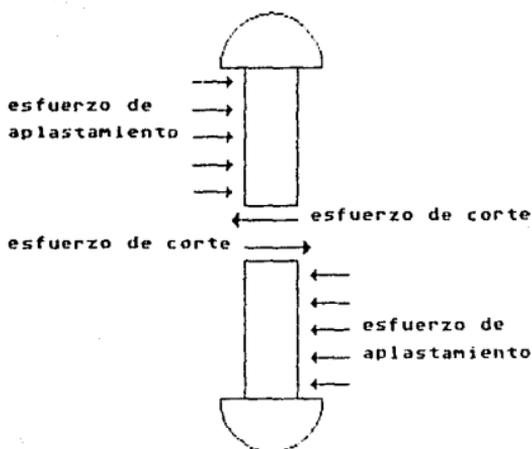


FIG. 7.4 ESFUERZOS DE APLASTAMIENTO Y CORTE.

como la fuerza P dividida entre el Área total de aplastamiento que a su vez es igual al producto del diámetro del remache por el espesor de la placa. Esto último no es todo verdad, puesto que la obtención del Área verdadera en contacto no es fácil de determinar y para simplificar los cálculos se le considera como un área rectangular igual al diámetro del remache por el espesor de la placa.

Esfuerzo de corte; se presenta sólo en el vástago del remache y puede ser simple o doble según el número y la disposición de las placas conectadas. Se obtiene simplemente dividiendo la fuerza P entre el Área del vástago cuando se trata de cortante simple, en el caso de cortante doble el esfuerzo es

la mitad del cortante simple.

CONEXIONES CON TORNILLOS.

La erección de estructuras con conexiones atornilladas además de ser más rápida requiere de personal menos calificado que cuando se trabaja a base de soldadura o de remachado, lo que implica una ventaja económica a favor de las conexiones con tornillos.

Los tornillos se fabrican de acero con diferentes contenidos de carbón. Los de bajo carbón son los más baratos y los de menor resistencia, hecho por el cual su aplicación se ve limitada a estructuras sujetas a cargas estáticas o a miembros secundarios.

Los tornillos de alta resistencia o al medio carbón supera varias veces la resistencia de los de bajo carbón y son muy populares en la construcción de acero, siendo utilizados tanto en edificios como en puentes.

Si comparamos los remaches con los tornillos de alta resistencia vemos que se necesita un número menor de los segundos para lograr la misma resistencia, además de que son más resistentes a la fatiga. En caso de que sea necesario remover una o varias piezas de la estructura, los tornillos son más fácilmente removidos que un remache o soldadura, hecho que muestra el porque del desuso en que han caído los remaches.

Al apretar los tornillos surge una fuerza de fricción entre las placas en contacto (juntas de fricción), que dentro del rango de los esfuerzos permisibles impide que se presente el deslizamiento con lo que en realidad en este tipo de juntas, los

tornillos no se ven sometidos ni a cortante ni a aplastamiento.

La resistencia verdadera de las juntas de fricción es precisamente el valor de la fricción entre las piezas, pero para facilitar los cálculos se realizan de manera similar a las juntas remachadas, con la salvedad que hay que considerar la rosca del tornillo, esto es, el área se determina con el diámetro máximo en la porción con rosca.

La instalación de tornillos de alta resistencia se hace en base a la tensión en el vástago que debe ser aproximadamente del 70% de la resistencia última a la tensión del mismo, para lo que se puede recurrir al método de la vuelta de tuerca consistente en apretar a tope la tuerca y a partir de ahí hacer girar la tuerca lo especificado para lograr la tensión requerida, otro procedimiento es apretar la tuerca con llaves calibradas. Recientemente se ideó un tercer método consistente en un indicador directo de la tensión en el vástago.

Una característica de gran valor de los tornillos de alta resistencia es que no se aflojan aun después de millones de ciclos de carga y descarga, lo que no ocurre con los tornillos ordinarios. Al igual que los remaches, los tornillos pueden estar sujetos a cortante simple o doble.

Elección de la conexión a utilizar.

Resumiendo, se tienen cuatro opciones para realizar las uniones, que son; soldadura, remaches, tornillos ordinarios y tornillos de alta resistencia.

Para seleccionar la conexión óptima entran en juego criterios económicos, de disponibilidad de mano de obra, del tipo

de cargas en la estructura, equipos disponibles etc. Se mencionan enseguida algunos hechos que en un momento dado pueden ayudar a la toma de decisión sobre la conexión más conveniente.

Los tornillos ordinarios suelen ser el medio más económico de uniones cuando se trata de estructuras pequeñas y sometidas a cargas estáticas o para su utilización en miembros secundarios en estructuras mayores.

Los tornillos de alta resistencia si bien necesita de obra de mano menos calificada que la requerida en la soldadura y el remachado, su valor comercial es más bien alto.

Si se trata de una estructura la cual por algún motivo deberá de retirarse posteriormente, entonces la soldadura y el remachado son los menos indicados para realizar las conexiones.

Cuando se trata de soportar cargas repetidas se deberá de descartar a los tornillos ordinarios, pues tienen tendencia a aflojarse.

Por su parte la soldadura requiere de menor acero, lo que se traduce en una conexión más ligera, además de que son más estáticas contando con un mayor campo de aplicaciones, también si se desean conexiones rígidas y continuas con resistencia a momentos, la soldadura será quizás la más indicada.

La soldadura elaborada en taller es muy satisfactoria, mientras que la realizada en campo se ve un poco obstaculizada por la inspección a que se ve sometida.

En el ensamblado en obra los remaches están perdiendo rápidamente popularidad.

Definitivamente un estudio a fondo de las conexiones

llevaría a escribir un tratado completo sobre el tema, lo que no es posible en un solo capítulo como el presente. Para complementar lo visto sobre conexiones se presentan algunos ejemplos con comentarios adicionales, sin dar por hecho que se ha agotado todo lo concerniente al tema.

Ejemplo 1.

Cálculo la resistencia máxima de la pieza soldada mostrada en la figura 7.5 con las características siguientes; placas de acero A36 de 1 X 20 cm, soldadura hecha con electrodo E70.

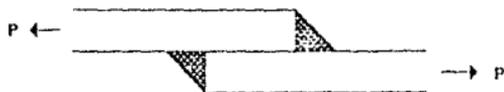


FIG. 7.5 PLACAS SOLDADAS DEL EJEMPLO UNO.

SOLUCION:

Capacidad de las placas.

Se calcula de acuerdo a las fórmulas 3.1.1 y 3.1.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCDCEM), del RCDF, siendo el menor de los valores siguientes:

$$0.90F_u A_n = (0.90)(2,530)(1)(20) = 45,540 \text{ kg}$$

$$0.75F_u A_n = (0.75)(4,100)(1)(20) = 61,500 \text{ kg}$$

En las fórmulas anteriores F_u , A_n , F_u y A_n son

respectivamente, esfuerzo mínimo de fluencia, área total transversal, esfuerzo mínimo de ruptura en tensión y área neta efectiva del acero de las placas.

Capacidad de la soldadura.

Para este cálculo se utiliza el tamaño máximo de soldadura que está reglamentado como se indica en 5.2.8 de las NTCCEM y que dice:

El tamaño máximo de las soldaduras de filete colocadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles es:

a) En los bordes de material de grueso menor de 6.3 mm, el grueso del material.

b) En los bordes del material de grueso igual o mayor que 6.3 mm, el grueso del material menos 1.5 mm, excepto cuando se indique en los dibujos de fabricación que la soldadura deberá depositarse tomando las medidas necesarias para obtener un tamaño igual al grueso del material.

Tamaño de soldadura (w).

Considerando lo indicado al principio del inciso b,

$$w = 10 - 1.5 = 8.5 \text{ mm} = 0.85 \text{ cm}$$

Longitud de soldadura (L).

La longitud es igual al ancho de la placa por el número de cordones que en este caso son dos.

$$L = (20)(2) = 40 \text{ cm}$$

Tamaño de garganta (t).

La soldadura se realiza de lados iguales y por estar las caras de las placas formando un ángulo de 90°, el tamaño de la garganta es 0.707 veces el tamaño de la soldadura.

$$t = 0.707w = (0.707)(0.85) = 0.6 \text{ cm}$$

Area de la garganta (a).

Igual al tamaño de la garganta por la longitud de la soldadura.

$$a = tL = (0.6)(40) = 24 \text{ cm}^2$$

El cálculo de la resistencia de la soldadura se hace con referencia a la sección 5.2.5 de las NTCDCEN.

$$F_n F_a a = (0.75)(0.6)(4,000)(24) = 43,200 \text{ kg}$$

F_n y F_a , son respectivamente el factor de resistencia y la resistencia nominal del metal base del electrodo.

Resumiendo, la placa tiene una capacidad de 45,540 kg y la soldadura aplicada de 43,200 kg, de donde se concluye que la capacidad del conjunto es de 43,200 kg por ser el menor de los valores obtenidos.

Para concluir el ejemplo se hace la observación sobre el traslape de las placas y que debe de ser no menor que cinco veces el grueso de la más delgada de la partes que se estén uniendo, con un mínimo de 2.5 cm.

Ejemplo 2.

Diseñar la soldadura de filete que sea capaz de soportar la fuerza de tensión de 45 toneladas, que se encuentra aplicada a la placa de acero que se une a otra mayor y que se ilustran en la figura 7.6. Emplear soldadura formada con electrodo E70 y considerar que la placa sobre la cual se colocará la soldadura tiene un espesor de un centímetro y ancho suficiente para resistir la carga a la que se encuentra sometida.

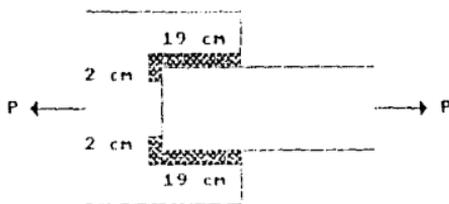


FIG 7.6 PLACAS UNIDAS DEL EJEMPLO DOS.

SOLUCION.

Diseño de la soldadura.

La soldadura debe ser capaz de resistir la fuerza axial de 45 ton, que a su vez es la capacidad requerida por la misma. Se utiliza el tamaño máximo w de soldadura que para un espesor de placa de un centímetro es de 0.65 cm (ver ejemplo uno). La soldadura se ejecuta de lados iguales.

Area requerida de soldadura (a).

$$a = \text{cap. requerida} / \text{esf. de diseño}$$

$$\text{Esf. de diseño} = (0.75)(0.6)(4,000) = 1,800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cap. requerida} = 45,000 \text{ kg.}$$

Sustituyendo los valores y operando:

$$a = 45,000/1,800 = 25 \text{ cm}$$

Por otro lado tenemos que:

$$a = 0.707wL$$

Sustituyendo valores, y despejando la longitud L que es la longitud requerida obtenemos:

$$L = 25/(0.707)(0.85) = 41.6 \text{ cm}$$

La longitud requerida de soldadura se cierra en 42 cm y se coloca de acuerdo a lo estipulado en la sección 5.2.8f de las NTCDCM que dice: "siempre que sea factible, los cordones de soldadura de filete que llegan a un extremo de la pieza deben rematarse dando vuelta a la esquina, en forma continua, en una longitud no menor que dos veces el tamaño del filete, con un mínimo de un centímetro". El doble del tamaño de la soldadura en consideración es de 1.7 centímetros, luego los remates se hacen en dos centímetros. Las longitudes y su colocación se muestran en la misma figura 7.6.

Ejemplo 3.

Cálculo la soldadura necesaria para soportar la fuerza de tensión que forma un ángulo de 30° con respecto a la horizontal,

que resiste el miembro formado compuesto por dos ángulos de 102X76X13 mm que se encuentra conectado como se muestra en la figura 7.7. Utilizar acero A36 y electrodos E70.

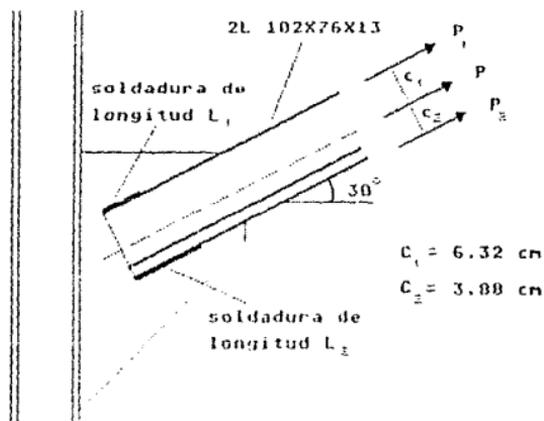


FIG. 7.7 CONEXION CON ANGULOS DEL EJEMPLO TRES.

SOLUCION.

De la figura se observa que el centroide del ángulo estáticamente cargado no coincidiría con el centroide de las soldaduras en caso de que estas fuesen de la misma longitud, es por esto que se hace necesario el balancear las soldaduras para que ambos centroides coincidan.

El manejo de estas soldaduras se puede realizar cómodamente por medio de sencillas fórmulas, pero en este caso se utiliza la teoría en que se basan dichas fórmulas.

La determinación de las fuerzas es sencilla y se hace tomando momentos estáticos respecto a los cordones de soldaduras, uno a la vez.

$$\text{Área de un ángulo} = 20.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{esf. de diseño para el acero} = (0.90)(2,530) = 2,227 \text{ kg/cm}$$

$$\text{capacidad de los ángulos} = (2)(20.96)(2,277) = 95,452 \text{ kg}$$

Tomando momentos con respecto al cordón L_1 :

$$6.32P - 10.2P_2 = 0$$

$$P_2 = 0.62P$$

Sustituyendo el valor de P que es igual a la capacidad de los ángulos (95,452 kg), y por sumatoria de fuerzas ($P_1 = P - P_2$) se obtienen los valores de P_1 y P_2 .

$$P_1 = 36,272 \text{ kg}$$

$$P_2 = 59,180 \text{ kg}$$

Como la fuerza P corresponde a los dos ángulos se dividen las fuerzas P_1 y P_2 por dos para obtener las longitudes L_1 y L_2 de soldadura por ángulo, obteniendo así dos nuevos valores para los cálculos finales y que se denominarán cargas de diseño P_1 y P_2 .

$$P_1 = 36,272/2 = 18,136 \text{ kg}$$

$$P_2 = 59,180/2 = 29,590 \text{ kg}$$

Tamaño máximo de soldadura (w).

$$w = 13 - 1.5 = 11.5 \text{ mm} = 1.15 \text{ cm}$$

Tamaño de garganta (t).

$$t = 0.707w = (0.707)(1.15) = 0.81 \text{ cm}$$

El esfuerzo de diseño de la soldadura es de 1,800 kg/cm², este valor fue calculado en el ejemplo dos.

Para P₁:

$$\text{Carga de diseño} = (\text{est. permisible})(L)(w)$$

Sustituyendo valores y despejando la longitud L:

$$L_1 = 18,136 / (0.81)(1,800) = 12.4 \text{ cm}$$

De manera semejante para P₂:

$$L_2 = 29,590 / (0.81)(1,800) = 20.3 \text{ cm}$$

Los remates de los extremos se pueden restar de las longitudes calculadas, luego:

$$\text{Remates} = (2)(1.15) = 2.3 \text{ cm}$$

Se pueden realizar remates de 2.5 cm, de esta forma las nuevas longitudes quedan como:

$$L_1 = 12.4 - 2.5 = 9.9 = 10 \text{ cm}$$

$$L_2 = 20.3 - 2.5 = 17.8 = 18 \text{ cm}$$

Que son las longitudes finales requeridas en cada uno de los

ángulos.

Ejemplo 4.

En la figura 7.8 se muestra una conexión a base de cuatro remaches de 1.91 cm de diámetro y de acero A502 grado 1. Las placas unidas son de 1 centímetro de espesor por 25 de ancho, el acero que las forma es A36. Determinar la capacidad máxima que puede resistir el conjunto.

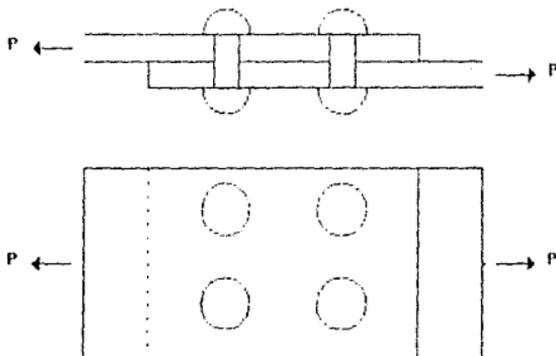


FIG. 7.8 PLACAS REMACHADAS DEL EJEMPLO CUATRO.

SOLUCION.

Hay que revisar la conexión por cortante de los remaches, por aplastamiento de los mismos y por ruptura de las placas.

Resistencia al corte.

La resistencia de diseño de los remaches al cortante es

igual al producto del factor de resistencia F_n por el Area nominal del vástago del remache A_n y por la resistencia nominal del vástago, esta última es de 2,530 kg/cm², mientras que el factor de resistencia es igual a 0.65 (tabla 5.3.2 NTCDCM). Determinando el Area y sustituyendo valores:

$$A_n = \pi d^2 / 4 = (3.14)(1.19)^2 / 4 = 2.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cortante} = (2,530)(0.65)(2.67) = 4,719.7 \text{ kg}$$

Para considerar los cuatro remaches se multiplica el valor anterior por el número de remaches.

$$\text{Resistencia total al corte} = (4)(4,719.7) = 18,879.66 \text{ kg}$$

Resistencia al aplastamiento.

La resistencia de diseño al aplastamiento entre el remache y la pieza en que está colocado es $F_n R_n$; $F_n = 0.65$ y $R_n = 3dtF_u$, d es el diámetro nominal del remache, t el grueso de la parte conectada y F_u su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, sustituyendo valores:

$$\text{Aplastamiento} = (3)(1.19)(1)(4,100)(0.65) = 19,969 \text{ kg}$$

De igual manera hay que multiplicar el valor anterior por el número de remaches en consideración.

$$\text{Resistencia total al aplastamiento} = (4)(19,969) = 79,879 \text{ kg}$$

Resistencia de la placa.

La resistencia de diseño correspondiente al estado límite de ruptura a lo largo de una trayectoria de falla por corte, en

miembros principales o en elementos de conexión, es igual al producto $F_u F_t A_n$, con $F_u = 0.75$ y $F_t = 0.60F_u$, A_n es el área de corte a lo largo de la trayectoria de falla y F_u el esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión (sección 5.4 de las NTCDCEM). Determinando el área y sustituyendo valores se obtiene la resistencia de la placa.

$$A_n = (1)(25 - (2)(1.91 + 0.15)) = 20.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Resistencia de la placa} = (0.60)(4,100)(0.75)(20.88)$$

$$= 38,523.6 \text{ kg}$$

De los resultados anteriores rige el menor de ellos, esto es la resistencia del conjunto es de 18,876.86 kg que corresponde a la resistencia al corte de los remaches.

Para la solución del siguiente ejemplo se hace un paréntesis para describir la teoría en que se basa el análisis de remaches o tornillos sujetos a una carga axial excéntrica.

Supongase que los tornillos están sujetos a una carga P con excéntrica e respecto al centro de gravedad, del conjunto de tornillos que se muestran en la figura 7.9a.

El primer paso es sustituir la fuerza P por un par y una fuerza, esto se logra colocando dos fuerzas iguales a P , de sentidos contrarios en una misma línea de acción que pase por el centro de gravedad de los tornillos y paralela a P . La descomposición de P se ilustra en las figuras 7.9b y 7.9c.

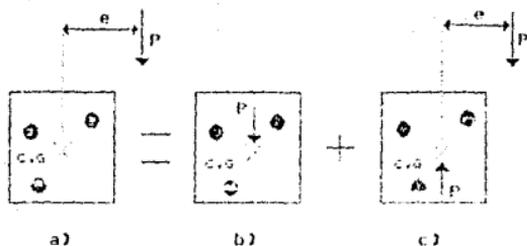


FIG. 7.9 DESCOMPOSICION DE UNA CARGA EXCENTRICA.

La fuerza a que se encuentran sometidos los tornillos de la figura 7.9b, es simplemente igual a la fuerza P entre el número de tornillos.

Para determinar las fuerzas actuantes en los tornillos de la figura 7.9c, se recurre al razonamiento siguiente; el momento Pe producido por el par tiende a hacer girar la placa alrededor del centro de gravedad, y por condiciones de equilibrio el momento Pe debe de ser igual a la suma de los momentos resistentes $r_i d_i$ de los tornillos, en donde r_i es la fuerza que resulta en cada tornillo y d_i es la distancia del tornillo al centro de gravedad del conjunto (figura 7.10), matemáticamente esto es:

$$M = Pe = r_1 d_1 + r_2 d_2 + r_3 d_3 \dots \dots \dots (7.1)$$

Como la fuerza r que resulta en cada tornillo es directamente proporcional a su distancia al centro de gravedad se puede escribir:

$$\frac{r_1}{d_1} = \frac{r_2}{d_2} = \frac{r_3}{d_3}$$

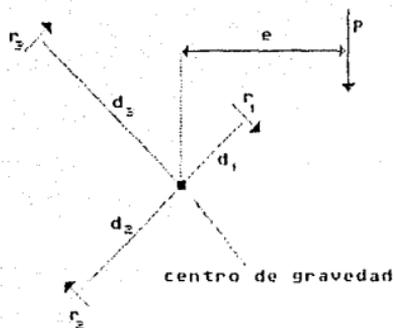


FIG. 7.10 MOMENTOS RESISTENTES rd .

Escribiendo a cada fuerza r en términos de r_1 , d_1 :

$$r_1 = \frac{r_1 d_1}{d_1} \quad r_2 = \frac{r_1 d_2}{d_1} \quad r_3 = \frac{r_1 d_3}{d_1}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación 7.1:

$$M = (r_1 d_1^2 / d_1) + (r_1 d_2^2 / d_1) + (r_1 d_3^2 / d_1)$$

$$M = (r_1 / d_1) (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2)$$

$$M = r_1 \sum d^2 / d_1$$

Despejando r_1 , y procediendo de manera semejante para las restantes fuerzas r_2 y r_3 , se obtienen las expresiones:

$$r_1 = \frac{Md_1}{\sum d^2} \dots (7.2)$$

$$r_2 = \frac{Md_2}{\sum d^2} \dots (7.3)$$

$$r_3 = \frac{Md_3}{\sum d^2} \dots (7.4)$$

La línea de acción de cada una de las fuerzas r es perpendicular a la distancia d , que va desde el centro de gravedad del conjunto al tornillo correspondiente. Con base en esto es fácil y más cómodo expresar la fuerza r en términos de sus componentes horizontal y vertical.

Representando por v y h a las componentes vertical y horizontal de la distancia d , respectivamente, y por v_1 y h_1 a las componentes vertical y horizontal de la fuerza r_1 , respectivamente, se puede por triángulos semejantes escribir la siguiente relación (ver figura 7.11):

$$r_1/d_1 = H/v$$

$$H = r_1 v/d_1 \dots \dots \dots (7.5)$$

Sustituyendo el valor de la ecuación 7.2 en la 7.5 se obtiene:

$$H = (Md_1/\sum d^2)(v/d_1) = (Mv/\sum d^2) \dots \dots \dots (7.6)$$

Mediante un proceso análogo se puede obtener otra expresión para V .

$$V = (Mh/\sum d^2) \dots \dots \dots (7.7)$$

La sumatoria de las d^2 puede obtenerse por trigonometría como $\sum d^2 = \sum v^2 + \sum h^2$, de donde finalmente sustituyendo en las ecuaciones 7.6 y 7.7 se llega a:

$$H = Mv/(\sum v^2 + \sum h^2) \dots \dots \dots (7.8)$$

$$V = Mh/(\sum v^2 + \sum h^2) \dots \dots \dots (7.9)$$

Las expresiones 7.8 y 7.9 son las que por medio de ellas se pueden tratar problemas que traten de un conjunto de tornillos o remaches sujetos a cargas excéntricas.

La forma más general de este análisis se presenta cuando la carga P es inclinada, entonces se puede proceder descomponiéndola en sus componentes P_x y P_y , determinando sus excéntricas e_x y e_y , teniéndose que realizar cálculos similares a los anteriores para cada componente, superponiendo finalmente los resultados.

Ejemplo 5.

Determinar la fuerza a que se encuentra sometido el remache crítico del grupo mostrado en la figura 7.12.

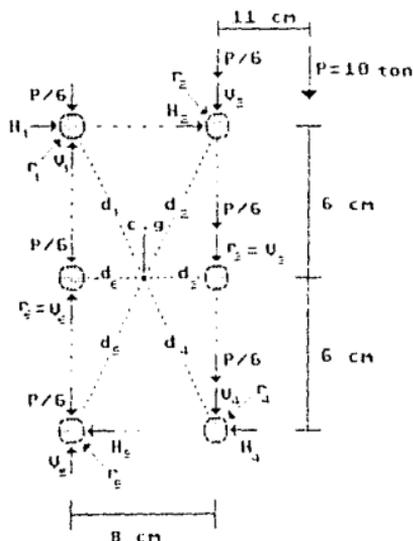


FIG. 7.12 CONJUNTO DE REMACHES.

SOLUCION.

$$e = 11+4 = 15 \text{ cm}$$

$$M = Pe = (10)(15) = 150 \text{ ton-cm}$$

$$\sum h^2 + \sum v^2 = (6)(4)^2 + (4)(6)^2 = 240 \text{ cm}^2$$

El centro de gravedad del conjunto de seis tornillos se obtiene por simple inspección, las fuerzas $P/6$ que actúan en cada elemento corresponden a la carga directa P , las demás fuerzas son las correspondientes a las componentes de las fuerzas provocadas por el par.

A continuación se presentan los cálculos efectuados en cada tornillo para determinar el más esforzado.

Tornillo 1.

$$H_1 = (150)(6)/240 = 3.75 \text{ ton}$$

$$V_1 = (150)(4)/240 = 2.5 \text{ ton}$$

$$P/6 = 10/6 = 1.67 \text{ ton}$$

$$r_1 = (2.50-1.67)^2 + (3.75)^2 = 3.84 \text{ ton}$$

Tornillo 2.

$$H_2 = (150)(6)/240 = 3.75 \text{ ton}$$

$$V_2 = (150)(4)/240 = 2.50 \text{ ton}$$

$$p/6 = 1.67 \text{ ton}$$

$$r_2 = (2.50+1.67)^2 + (3.75)^2 = 5.61 \text{ ton}$$

Tornillo 3.

$$H_3 = 0$$

$$V_3 = (150)(4)/240 = 2.50 \text{ ton}$$

$$P/6 = 1.67 \text{ ton}$$

$$r_3 = (2.50+1.67)^2+0^2 = 4.14 \text{ ton}$$

Tornillo 4.

$$H_4 = (150)(6)/240 = 3.75 \text{ ton}$$

$$V_4 = (150)(4)/240 = 2.50 \text{ ton}$$

$$P/6 = 1.67 \text{ ton}$$

$$r_4 = (1.67+2.50)^2+(3.75)^2 = 5.61 \text{ ton}$$

Tornillo 5.

$$H_5 = (150)(6)/240 = 3.75 \text{ ton}$$

$$V_5 = (150)(4)/240 = 2.50 \text{ ton}$$

$$P/6 = 1.67 \text{ ton}$$

$$r_5 = (2.50-1.67)^2+(3.75)^2 = 3.84 \text{ ton}$$

Tornillo 6.

$$H_6 = 0$$

$$V_6 = (150)(4)/240 = 2.50 \text{ ton}$$

$$P/6 = 1.67 \text{ ton}$$

$$r_6 = (2.50-1.67)^2+0^2 = 0.63 \text{ ton}$$

De los resultados anteriores se concluye que los tornillos más esforzados son los numerados con el 2 y el 4. Se ha hecho una serie de cálculos repetitivos que se pueden evitar tan sólo analizando las fuerzas actuantes sobre cada tornillo que se muestran en la figura 7.12 y determinando así cuales son los más cargados.

CAPITULO OCHO

CONCLUSIONES

En los capítulos anteriores se han tratado los aspectos básicos de la construcción compuesta, haciendo notar las ventajas y desventajas que acusa ante otros tipos de construcción, así como la forma de proceder en su cálculo.

La estricta definición de construcción mixta implica que un elemento de concreto armado en sí es un elemento estructural compuesto, sin embargo al principio del presente trabajo se hizo notar lo que se consideraría por elementos compuestos, y que serían perfiles estructurales de acero y láminas acanaladas de acero en combinación con el concreto.

Lo fundamental en cualquier tipo de construcción, mixta o no, es observar que los materiales siempre sean puestos a trabajar de tal forma que se aprovechen al máximo las propiedades particulares de cada uno de ellos. Para lograr lo anterior en la construcción mixta se hace uso de los conectores de cortante, sólo mediante los cuales se logra mantener los materiales unidos y se les hace trabajar como una unidad estructural.

Dada la gran rigidez y resistencia que caracteriza a las estructuras mixtas, su utilización en la construcción de puentes resulta ser muy satisfactoria, en donde por lo general la colocación de cimbra es siempre problemática y en algunos casos es prácticamente imposible su instalación, el proceso constructivo mixto resuelve el problema colgando la cimbra de los mismos perfiles de acero o inclusive en el caso de pisos a base de láminas de acero acanaladas, es la misma lámina la que se utiliza como cimbra y una vez fraguado el concreto, contribuye a la resistencia de la sección.

En los últimos años, en países como los Estados Unidos se ha incrementado la utilización de miembros mixtos buscando aprovechar las ventajas económicas que se derivan de ella sobre todo por la ligereza de sus elementos y por el menor peralte que resulta en su construcción.

Quizás los mayores problemas a los que se enfrentaron los pioneros de la construcción compuesta fueron, la falta de normas que la rigieran y la manera de lograr que los materiales no se separaran entre sí, en la actualidad ambos problemas han sido resueltos y es en gran parte por ello la popularidad que va ganando la construcción mixta en el mundo.

Los expertos en el tema recomiendan a la construcción mixta para salvar grandes claros que soporten grandes cargas tal como sucede con los puentes, sin que esto implique de ninguna manera que no sea recomendable en otras áreas constructivas.

BIBLIOGRAFIA.

INTRODUCCION A LA MECANICA DE SOLIDOS

Egor P. Popov

Editorial Limusa S.A.

México, D.F. 1983

RESISTENCIA DE MATERIALES

Ferdinand L. Singer, Andrew Pytel

Editorial Harla S.A.

México, D.F. 1982

DISEÑO ESTRUCTURAL

Roberto Meli Piralla

Editorial Limusa S.A.

México, D.F. 1985

DISEÑO BASICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Bruce G. Johnston, F.J. Lin, I.v. Galambos

Editorial Prentice-Hall Hispanoamericana S.A.

Estado de México. 1988

CONSTRUCCIONES COMPUESTAS

John P. Cook

Editorial Limusa S.A.

México D.F. 1981

MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO (TOMO UNO)

Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.

Editorial Limusa S.A.

México D.F. 1987

MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION (EIGHT EDITION)

American Institute of Steel Construction, Inc.

Chicago, Illinois. 1988

LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN SPECIFICATION FOR ESTRUCTURAL
STEEL BUILDINGS

American Institute of Steel Construction, Inc.

Chicago, Illinois. 1986

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
ESTRUCTURAS METALICAS

Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.

México D.F. a 3 de Diciembre de 1987.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

Diario Oficial del 3 de Julio de 1987.