

## CAPITULO VI. Diseño Estructural de Edificios Altos

### *VI.1 Introduccion al Diseño Estructural*

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema estructural de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos. El objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que va estar sometido, sin colapso o mal comportamiento.

El proceso de diseño estructural contiene las siguientes partes fundamentales:

**Estructuración:** En esta parte del proceso se determinan los materiales de los que va a estar constituida la estructura en forma global de ésta, el arreglo de sus elementos constitutivos y sus dimensiones y características más esenciales. De la correcta elección del sistema o esquema estructural depende más que de ningún otro aspecto la bondad de los resultados. En esta etapa es donde se desempeña el papel importante del ingeniero estructuralista para elegir un sistema de acuerdo a su creatividad y criterio.

**Análisis:** Se incluye bajo esta denominación las actividades que llevan a la determinación de la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que pueden afectarla. Alguno de los términos que se involucran ya fueron mencionados en los capítulos anteriores; por lo que reitero que se trata de determinar los efectos de las cargas que pueden afectar a la estructura durante su vida útil, para esta determinación se requiere lo siguiente:

1. **Modelar la Estructura:** Esto puede ser mediante un modelo teórico factible para ser analizado mediante procedimientos de cálculos disponibles. El ejemplo más común es el de un edificio estructurado a base de columnas, vigas y losas de concreto por medio de marcos planos formados por barras de propiedades equivalentes.
2. **Determinar las Acciones de Diseño:** En muchas situaciones las cargas y los otros agentes que introducen esfuerzos en la estructura están definidos por los códigos y es obligación del proyectista e ingeniero estructural sujetarse a ellos.
3. **Determinar los Efectos de las Acciones de Diseño en el Modelo Estructural Elegido:** En esta etapa, que constituye el análisis propiamente dicho, se determinan las fuerzas internas (momento flexionantes y de torsión, fuerzas axiales y cortantes), así como las flechas y deformaciones de la estructura. Los

metodos de analisis mas empleados son los lineales aunque en casos dados es recomendable usar los metodos no-lineales.

Dimensionamiento: En esta etapa se define en detalle la estructura y se revisa si cumple con los requisitos de seguridad especificados. Ademas se elaboran planos y especificaciones de construccion de la estructura. Estas actividades estan con frecuencia relacionadas con la aplicación de uno o mas codigos que rigen el diseño de la estructura en cuestion. Lo que constituye un aspecto general son los criterios de seguridad y la estructura de los procedimientos de diseño, los cuales seran mencionados mas adelante en este capitulo.

El analisis de la secuencia con la que se realiza el diseño de una estructura permite tener tambien las fases siguientes:

1. Planteamiento de soluciones preliminares
2. Evaluacion de soluciones preliminares
3. Diseño detallado
4. Transferencia de los resultados del diseño
5. Supervisión

El empleo de concreto de alta resistencia es favorable en estructuras ubicadas en zonas sismicas debido a que disminuye la posibilidad de fallas fragiles por compresion ó por tensión diagonal del concreto y favorece el desarrollo de la capacidad total del acero de refuerzo, cuya fluencia gobierna el comportamiento inelastico de la estructura.

### *VI.1 .1 Conceptos Fundamentales*

El diseño estructural tiene como objetivo proporcionar soluciones por medio del aprovechamiento optimo de los materiales, de las tecnicas constructivas disponibles, y cumpliendo restricciones impuestas por los otros aspectos del proyecto, para que nos den lugar a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento de la construccion y de la seguridad adecuada contra la ocurrencia de algun tipo de falla. Para este fin debemos de tener en cuenta analizar algunos conceptos de seguridad estructural.

Como vimos en el Capitulo IV el sistema estructural debe concebirse como un subsistema dentro del sistema principal constituido por la obra global. La funcion de la estructura es de absorber las sollicitaciones que se deriven del funcionamiento de la construccion. Esquemáticamente la fig. 36 nos ilustrara el funcionamiento del sistema estructural ilustrando las acciones y respuestas que intervienen para el desarrollo de este mecanismo.

Las *acciones* son las cargas a la que estara expuesta la estructura en su vida util, por lo cual se incluyen tambien las fuerzas externas, esfuerzos y deformaciones, ademas de las cargas propiamente dichas se les suman las deformaciones inducidas por el hundimiento de la cimentacion, los cambios volumetricos, los efectos ambientales de viento, corrosion, temperatura, etc.

La *respuesta* de la estrucutra esta representada por el conjunto de parametros fisicos que describen su comportamiento ante las acciones que le son aplicadas.

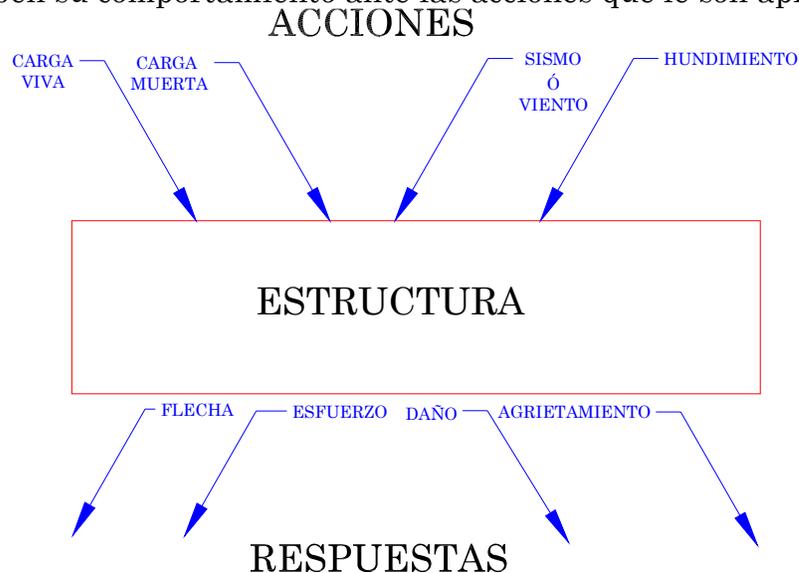


Fig. 35.- Representacion esquematica del mecanismos de Accion-Respuesta

Para que la construccion cumpla con las funciones para las cuales esta siendo proyectada, es necesario que la respuesta de la estructura se mantenga dentro de limites que no afecten su correcto funcionamiento, ni su estabilidad. Debe mencionarse por tanto cuales son en casos estados limites admisibles de la respuesta estructural (ver Fig. 36), estas van a depender del tipo de construccion y de su destino y estan definidos para las estructuras mas comunes en los codigos de diseño.

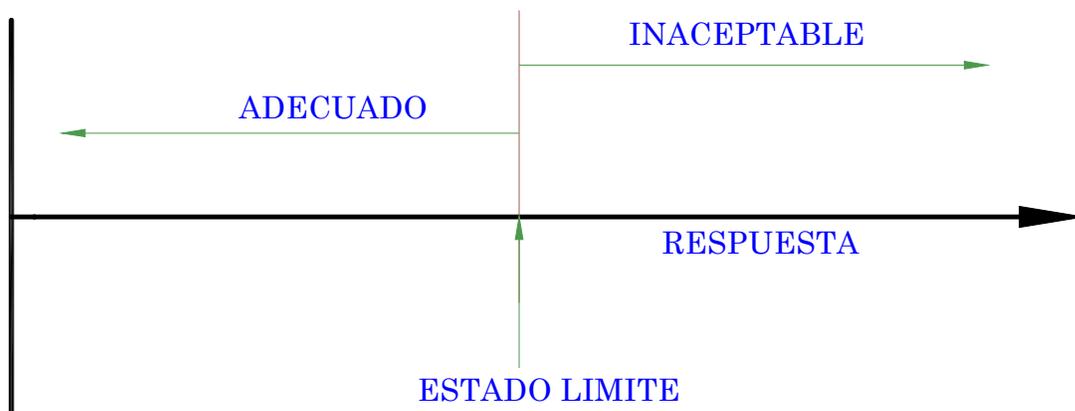


Fig. 36.- Estados Limites obtenidos a traves de las respuestas inducidas a la estructura por las acciones y sollicitaciones a las que esta sometida.

Se le llama *Estado Límite* de una estructura a cualquier etapa de su comportamiento a partir del cual su respuesta se considera inaceptable. Se distinguen dos tipos de estados límites.

Aquellos relacionados con la seguridad, se denominan *Estados Límites de Falla* y corresponden a situaciones en las que la estructura sufre un daño total o parcial, o simplemente daños que afectan a su capacidad para resistir nuevas acciones.

Estados Límites de Falla { Colapso  
Inestabilidad  
Fatiga  
Daños Irreversibles  
.....

*Estados Límites de Servicio*, se relacionan con aquellas situaciones que, aun sin poner en juego la seguridad de la estructura, afecta al correcto funcionamiento de la construcción.

Estados Límites de Servicio { Flechas  
Desplazamientos  
Vibraciones  
Agrietamientos  
Hundimientos  
.....

Estos dos puntos serán atendidos con mayor amplitud en el transcurso de este capítulo.

Nó, sin antes dejar claro que el objetivo del diseño estructural puede entonces replantearse de la siguiente forma: proporcionar una seguridad adecuada ante la aparición de estados límites de falla para las acciones más desfavorables que puedan presentarse durante la vida útil del edificio y procurar que en las condiciones normales de operación no se sobrepasen los estados límites de servicio.

### *VI.2 Revisión de Estados Límites de Falla*

Para revisar si ante un conjunto dado de acciones se rebasa algún estado límite, se necesita contar con procedimientos que permitan relacionar la acción con la respuesta y contar con criterios para determinar que niveles de respuesta constituyen un estado límite. La relación entre la acción y respuesta se establece por medio de procedimientos de análisis estructural que determinan la distribución de fuerzas internas, deflexiones y deformaciones que sufre la estructura.

La revisión de estados límites consiste en este caso en la comparación entre el valor de la respuesta calculado para las acciones específicas y el valor fijado como estado límite o valor inadmisibles. Para revisar si la respuesta de la estructura es adecuada en cuanto a la aparición de algún estado límite de falla, es necesario definir un índice de la respuesta que pueda compararse con la acción o combinación de acciones que afectan la estructura.

Para ello conviene entonces definir como *resistencia* de una estructura a la intensidad de la acción hipotética (o combinación de acciones) que conducen a la estructura a un estado límite de falla. La ventaja es que la resistencia y la acción se miden en la misma escala.

En el caso usual en que la revisión de seguridad se hace por medio de un análisis estructural las fuerzas axiales, cortantes, momentos flexionantes y torsión que un conjunto dado de acciones produce en las distintas secciones y compararlos con los valores de estas fuerzas internas que la estructura, o cada sección de ella es capaz de resistir.

El estado límite que registra la falla será aquel que se alcance primero al crecer la intensidad de la acción, la resistencia de un elemento estructural o de una sección se determina por métodos experimentales y analíticos en función de las propiedades mecánicas y geométricas de la estructura, para lo cual se verá a continuación cuáles son los estados límites de falla más comunes y como se pretende que se analicen.



Fig. 37.- Relación entre Acción y Resistencia

Por tal motivo la revisión de los estados límites de falla se llevan a cabo por medio de disposiciones empleando un Reglamento o un criterio de diseño, en este caso este trabajo presentara las disposiciones que gobiernan el diseño de los

elementos estructurales en la mayor parte de la Republica Mexicana, los cuales son las NTCD de Estructuras de Concreto del RCDF-04, en el cual describe como debemos nosotros dimensionar, detallar y cuidar el arreglo de los elementos estructurales, que a continuacion se mencionaran de manera breve.

### *VI.2.1 Vigas*

Una viga es un elemento estructural que permite la union de dos o mas elementos estructurales y sirve principalmente para soportar la flexion que es provocada por el peso de ella misma y de las cargas que sobre ella actuan, aunque tambien se debe mencionar que en muchos casos, tambien esta sujeta a fuerzas de torsion, fuerza axial y fuerzas cortantes.

Los requisitos que a continuacion se daran se refieren a las dimensiones de la seccion y a su refuerzo longitudinal y transversal, asi como el dimensionamiento. Los requisitos que se describiran solo seran aplicables a elementos que trabajen esencialmente a flexion, lo que incluye las vigas y aquellas columnas con cargas axiales muy bajas, que no excedan el  $0.1A_gf'_c$ , donde  $A_g$  es el area de la seccion bruta de la columna.

Se presentara en forma comparativa los que corresponden a todo tipo de estructura y los mas estrictos que deben observarse para vigas de marcos ductiles.

#### *VI.2.1.1 Requisitos Generales*

El claro se contara a partir del centro del apoyo, siempre que el ancho de este no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se contara a partir de la seccion que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En toda seccion se dispondra de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho, el area de refuerzo no sera menor que la obtenida de la ecuacion 38 y constara de por lo menos dos barras corrida de 12.7 mm de diametro (var. #4). La cuantia de acero longitudinal a tension,  $p$ , no excedera lo indicado en la ecuacion 39.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad (ec. 41)$$

$$p = \frac{f''_c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} bd \quad (ec. 42)$$

La relacion entre la altura ó peralte y el ancho de la seccion transversal,  $h/b$ , no debe exceder de 6. Para evaluar  $h/b$  en vigas T o I, se usara el ancho del alama,  $b'$ .

En el dimensionamiento de vigas continuas monoliticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo. Para calcular momentos flexiconantes que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

### VI.2.1.2 Requisitos Geometricos

Las relaciones longitud/ancho ( $l/b$ ) y peralte/ancho ( $h/b$ ) tienen como objetivo evitar que la ductilidad de la viga se vea limitada por problemas de pandeo lateral derivados de la excesiva esbeltez del alma; los del ancho minimo, ademas de estar vinculados tambien los problemas de pandeo lateral, persiguen que en marcos ductiles la seccion de la viga tenga una zona de compresion en la que se logre un nucleo confinado que pueda proporcionar elevada ductilidad.

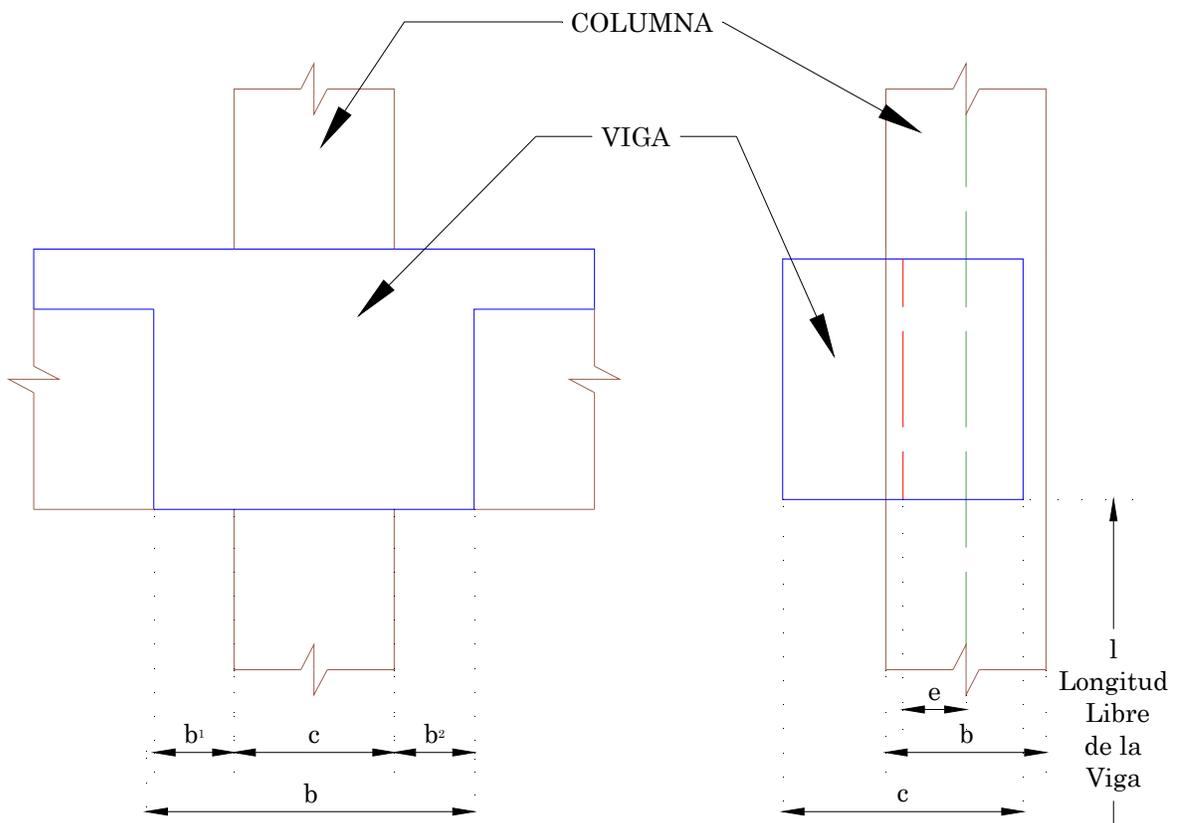


Fig. 38.- Requisitos Geometricos para Vigas de Marcos de Concreto

a) Requisitos Generales

$$l/b \leq 35$$

$$h/b \leq 4$$

b) Requisitos para Marcos Ductiles

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

$$b_1 = 0$$

$$h/b \leq 3$$

$$e/b \leq 0.1$$

$$l/b \leq 30$$

$$l/h \geq 4$$

Se deben analizar los efectos de pandeo lateral cuando la separacion entre los apoyos laterales sea mayor a 35 veces el ancho de la viga o el ancho de patin a compresion.

Se prohíbe que en marcos ductiles las vigas tengan un ancho superior al del lado de la columna con que se conecta, con lo cual se pretende asegurar que la transmision de momentos entre la viga y columna pueda realizarse sin la aparicion de esfuerzos importantes de torsion y cortante.

Por tal motivo, se requiere que el refuerzo longitudinal de la viga cruce la columna por el interior de su nucleo confinado. Se limita tambien el problema de las excentricidades de las vigas con respecto a la columna, debido a la transmision parcial que estas provocan de momentos entre viga-columna.

*VI.2.1.3 Requisitos de Refuerzo Longitudinal*

En vigas de concreto, se requiere unicamente un refuerzo en las zonas donde aparecen por lo general las tensiones obtenidas de acuerdo al analisis estructural, por lo general las tensiones aparecen para algunas combinaciones de acciones de diseño. Sin embargo, es recomendable que en todos los casos se coloque un refuerzo minimo en ambos lechos de la viga. Por tal motivo para el uso de marcos ductiles como sistema estructural, se recomienda que se coloque siempre en ambos lechos un refuerzo minimo en toda la longitud de la viga.

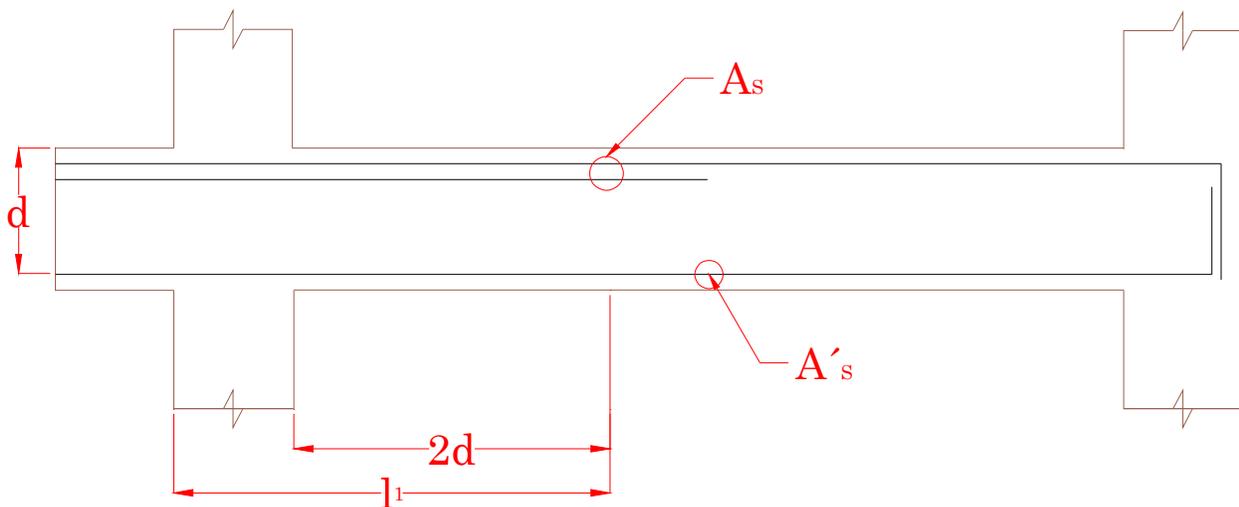


Fig. 39.- Requisitos para el Refuerzo Longitudinal de Vigas de Marcos de Concreto

a) Requisitos Generales

$$A_s \text{ y } A'_s > 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}, \text{ en zonas donde aparezcan tensiones}$$

$$A_s \text{ y } A'_s < 0.75 A_b \text{ (área de refuerzo correspondiente a la falla balanceada)}$$

b) Requisitos para Marcos Ductiles

$$A_s \text{ y } A'_s \geq 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}, \text{ en toda la longitud de la viga}$$

$$A_s \text{ y } A'_s \leq 0.75 A_b$$

Mínimo dos barras del #4 en toda la longitud de la viga y en ambos lechos.

No se admiten paquetes de dos o más barras.

El momento resistente positivo en  $l_1$  no será menor que la mitad del momento resistente (-).

Todo el refuerzo de Tension,  $A_s$ , para sismo deberá pasar por el núcleo de la columna.

La ductilidad que es capaz de desarrollar una sección de concreto reforzado es mayor a medida que la sección es más subreforzada, es decir, cuando menor sea la relación del área de refuerzo entre la que corresponde a la falla balanceada. Es por ello que algunos reglamentos prescriben utilizar una cuantía máxima de refuerzo en ambos lechos a un 75 por ciento, de la que corresponde a falla balanceada, calculada con las ecuaciones de las NTCD de Estructuras de Concreto.

Se debe considerar que las expresiones que se recomiendan en este reglamento son bastante conservadoras en cuantía balanceada, como un 80% del valor esperado, por lo que el área de acero máxima permitida es del orden del 0.6 veces el de la cuantía balanceada, calculada por ejemplo con el procedimiento que indican las normas del código ACI318-05.

Como bien sabemos, la distribución de los momentos flexionantes a lo largo de la viga varía considerablemente durante un sismo y puede diferir significativamente de la que resulta de un análisis. Por ello se recomienda que cuando se empleen marcos dúctiles, en ningún lecho la cuantía de refuerzo sea menor que la que proporciona un momento resistente igual a una cuarta parte del máximo momento resistente que se tienen en los extremos de la viga. Por motivos semejantes se requiere proporcionar en los extremos de las vigas un momento resistente positivo, por lo menos igual a la mitad del resistente negativo de la misma sección.

Los traslapes y cortes de las barras introducen tensiones en el concreto que reducen su resistencia a cortante, por ello, estos no se admiten en las zonas donde se puedan formar articulaciones plásticas; como los extremos de las vigas en una longitud de dos peraltes medidos a partir del paño de la columna. Fuera de estas

zonas cuando se requiera traslapes se deberan colocar estribos cerrados a una separacion no mayor de 10 cm, ni de un cuarto del peralte de la viga.

Es importante por ultimo que el refuerzo longitudinal este colocado con el recubrimiento y la separacion entre barras que permitan una facil colocacion del concreto y una adecuada transmision de esfuerzos de adherencia al concreto. El requisito de no admitir paquetes de mas de 2 barras tiene como finalidad evitar concentraciones de esfuerzos de adherencia y favorecer una distribucion uniforme del refuerzo longitudinal, que proporcione buen confinamiento al concreto.

#### VI.2.1.4 Requisitos de Refuerzo Transversal

Para satisfacer la demanda por cortante, se sugiere la colocacion de acero de refuerzo transversal, y para ello se colocan estribos, que sirven tambien para la fijacion del acero de refuerzo longitudinal y de proporcionar resistencia a tension en el alma de la viga evitando una falla fragil por cortante. Adicionalmente, una distribucion adecuada de estribos cerrados incrementa sustancialmente la ductilidad de las secciones de concreto en flexion al proporcionar confinamiento al concreto del nucleo y al restringir el pandeo de las barras longitudinales en compresion. El suministro de estribos cerrados a una separacion no mayor de medio peralte es requisito para vigas de marcos ductiles y es recomendable en cualquier viga con una importante funcion estructural. Las posibles articulaciones plasticas que se presentan en una estructura traen consigo que se normalice ciertas dimensiones minimas para mantener segura la estructura.

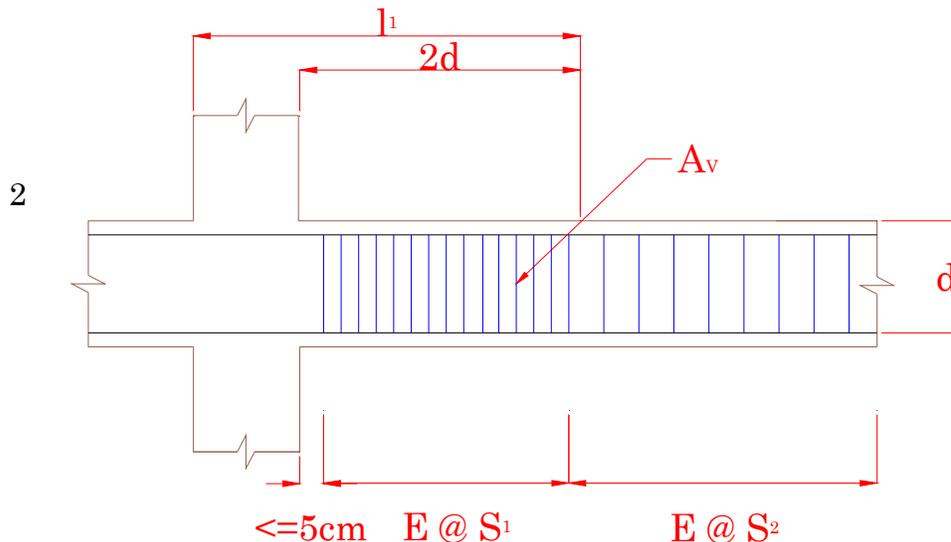


Fig. 40.- Requisitos para el Refuerzo Transversal de Vigas de Marcos de Concreto

a) Requisitos Generales

$S_1$  y  $S_2 \leq d/2$  en las zonas donde la fuerza cortante exceda de la que resista el concreto.

Estribos #2 o mayores

b) Requisitos para Marcos Ductiles

Estribos #2.5 o mayores

En la zona  $l_1$  los estribos deberán ser cerrados y con remate a  $135^\circ$

la separación no deberá exceder de :

$$S_1 \leq \begin{cases} 8 \text{ diametros de la barra de longitud mayor} \\ 24 \text{ diametros del estribo} \\ 30 \text{ cm} \\ d/4 \end{cases}$$

Además, al menos una de cada dos barras longitudinales de la periferia debe estar abrazada por la esquina del estribo.

Fuera de  $l_1$  habrán estribos a una separacion  $S_2 \leq d/2$

### *VI.2.2 Columnas*

Las Columnas son elementos estructurales que soportan principalmente las cargas axiales de compresion, pero en ocasiones se ven sujetas a fuerzas cortantes y flexion. Las NTCD de Estructuras de Concreto del RCDF-04 denomina como columnas a aquellos elementos que cumplen la relacion  $L/b \geq 4$ , donde L, es la longitud y b la dimension transversal menor. La dimension transversal tambien no debe ser menor a 20 cm.

Las columnas suelen clasificarse por su tipo de falla, y son columnas cortas y columnas largas. Las Columnas Largas, fallan por esbeltez y las cortas por resistencia.

Los requisitos se aplican, en general, a elementos que pueden estar sujetos a efectos de flexocompresion tales que la carga axial exceda de  $0.1A_g f'_c$ . Siempre y cuando se cumplan con los siguientes requisitos que a continuacion seran descritos de manera breve para tener idea de cómo diseñarlas.

#### *VI.2.2.1 Requisitos Geometricos*

La exigencia de una dimension minima de una columna tiene como objetivo asegurar un tamaño minimo del nucleo confinado (esto es cuando se le descuentan

los espesores de recubrimientos), que puedan dar una capacidad de soporte significativo ante carga axial, aun despues de que haya fallado el recubrimiento.

Se sugiere que el area de la seccion transversal sea al menos igual a  $0.5P_u/f'_c$ , para limitar el refuerzo promedio de compresion sobre el concreto. La ductilidad de una seccion disminuye rapidamente a medida que aumenta el nivel de carga axial sobre ella. Por tanto mientras mas pequeño se quede el esfuerzo promedio de compresion con respecto al maximo esfuerzo permitido, mas garantia se tendra de comportamiento ductil.

Otros requisitos geometricos tienen como principal objetivo el evitar que se generen problemas de pandeo lateral, que reduzcan la ductilidad de la columna.

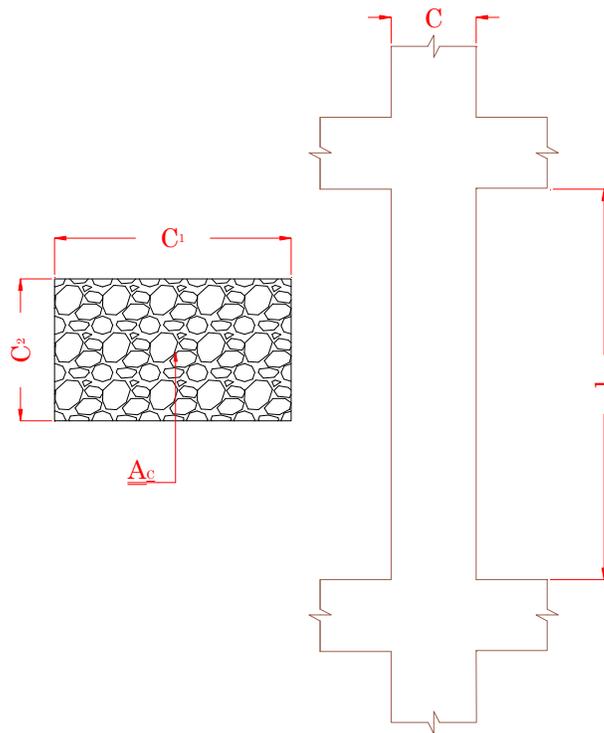


Fig. 41.- Requisitos Geometricos para Columnas de Marcos de Concreto

a) Requisitos Generales

$$C_1 \text{ y } C_2 \geq 20 \text{ cm}$$

$$C_1/C_2 \leq 4$$

b) Requisitos para Marcos Ductiles

$$C_1 \text{ y } C_2 \geq 30 \text{ cm} \quad C_1/C_2 \leq 2.5$$

$$A_c \geq \frac{P_u}{0.5f'_c} \quad 1/C \leq 5$$

### VI.2.2.2 Refuerzo Longitudinal

Los requisitos para el refuerzo longitudinal y transeversal para columnas según las NTCD de Estructuras de Concreto, son que la cuantia de refuerzo longitudinal no sera menor que  $20/f_y$  (en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ ), pero tampoco mayor que 0.06.

El limite inferior para la cuantia de refuerzo longitudinal tiene el proposito de evitar que el acero fluya para cargas inferiores a la fluencia teorica, a causa del flujo plastico del concreto y el refuerzo. Tambien como darle a la columna una resistencia minima flexion.

El limite superior tiende, principalmente a evitar un congestionamiento de acero de refuerzo en la columna y en su interseccion con las vigas. Tambien se trata de una forma indirecta que la seccion se vea sujeta a esfuerzos promedios de compresion muy elevados.

Al igual que envigas, se limita a dos el numero de barras que se pueden juntar para formar un paquete, con el fin de disminuir los problemas de adherencia con el concreto y propiciar una distribucion de las barras lo mas uniforme posible en el perimetro de la seccion. De esta manera se logra un mejor confinamiento del concreto del nucleo.

#### Refuerzo Longitudinal

##### a) Requisitos Generales

$$\frac{20}{f_y} \leq \rho \leq 0.06$$

Minimo 4 barras en secciones rectangulares y 8 en secciones circulares.

##### Para Marcos Ductiles

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

Paquetes de no mas de dos barras.

Traslapes solo a la mitad de la columna.

#### Refuerzo Transversal

##### a) Requisitos Generales

$$S_2 \leq \begin{cases} \frac{850d_b}{\sqrt{f_y}} \\ 48d_b \end{cases}$$

$S_1$  menor o igual que la mitad de los limites para  $S_2$

##### Para Marcos Ductiles

$$d_v \geq \#3$$

$S_1$ , mismos que para el caso general

Ademas  $S_1 \leq 10$  cm

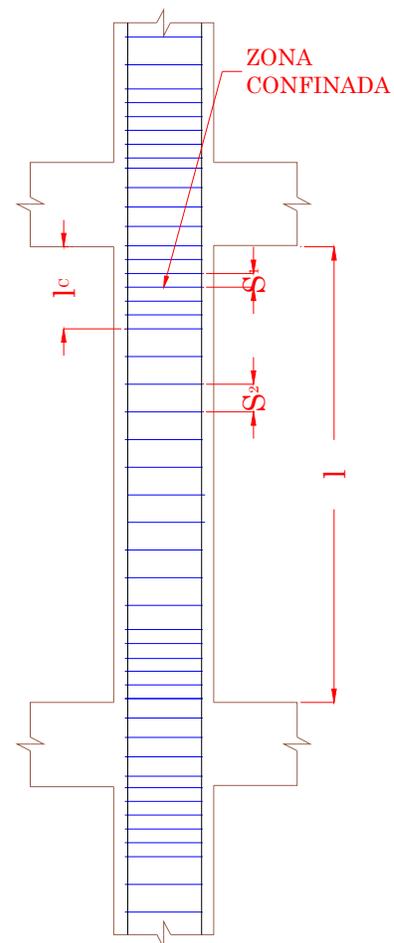


Fig. 42.- Requisitos de Refuerzo para Columnas de Marcos de Concreto

### VI.2.2.3 Resistencia a Flexocompresion

El refuerzo longitudinal del cual se provea a la columna debera tambien de propocionar resistencia a la flexocompresion necesaria en ambos extremos y con ello asegurarse que permanezca en su intervalo lineal, mientras que se forman articulacionres plasticas en los extremos de las vigas. Para ello es necesario revisar que las columnas sean capaces de resistir un momentos superior en un 50% al que le corresponde por equilibrio de nudo cuando se formen dos articulaciones plasticas en los extremos de las vigas que concurren a dicho nudo.

Ademas, se requiere que el momento flexionante resistente se determine para una carga axial. Igual a la ocasionada por las cargas gravitacionales mas el doble de la que se ha obtenido del analisis por las cargas laterales debidas a sismo.

De acuerdo a las NTCDF de Estructuras de Concreto del RCDF-04, nos habla en su apartado para el diseño de flexocompresion, que toda seccion se dimensionara para la combinacion mas desfavorable para carga axial y momento flexionante incluyendo los efectos dados de esbeltaz. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipotesis generales de obtencion de resistencias con ecuaciones de equilibrio o bien con diagramas de iteraccion construidos de acuerdo con ellas.

### VI.2.2.4 Resistencia a Fuerzas Cortantes

Se proporcionara una resistencia a cortante suficiente para que puedan desarrollarse las articulaciones plasticas en los extremos de las vigas; por lo tanto, se requiere diseñar para las cortantes que se determinan de un analisis estructural simplificado en equilibrio del nudo, tomando como un factor de seguridad el 1.5 con respecto a la resistencia a flexion de las vigas y suponiendo que el momento de disequilibrio se reparte igual entre la columna superior e inferior.

Se supondra que la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe a las barra longitudinales de las viga que llegan a la union. El refuerzo longitudinal de las vigass que lleguen a la union debe pasar dentro del nucleo de la columna.

Las NTCDEC del RCDF-04 permiten la revision de la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada direccion principal de la seccion en forma independiente.

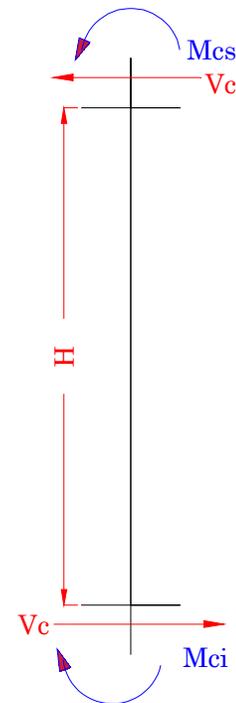


Fig. 43.- Elementos mecanicos para revision por cortante

### VI.2.3 Losas

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimension es pequena comparada con las otras dos dimensiones basicas. Las cargas que actuan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento esta dominado por la flexion.

De acuerdo a las NTCDEC del RCDF-04, se menciona el empleo de metodos de analisis semiempiricos y aparte utilizar otro procedimiento reconocido con fines de diseño de las losas. Es por ello que el reglamento considera como admisible el empleo de diferentes teorias, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuantos a deflexiones, agrietamientos y vibraciones.

Las losas pueden estar soportadas perimetral e interiormente por vigas monoliticas de mayor peralte, por vigas de otros materiales independientes o integradas a la losa; ó soportadas por muros de concreto, muros de mamposteria o muros de otro materia, en cuyos casos se les llama Losas Sustentadas sobre Vigas o Sobre Muros.

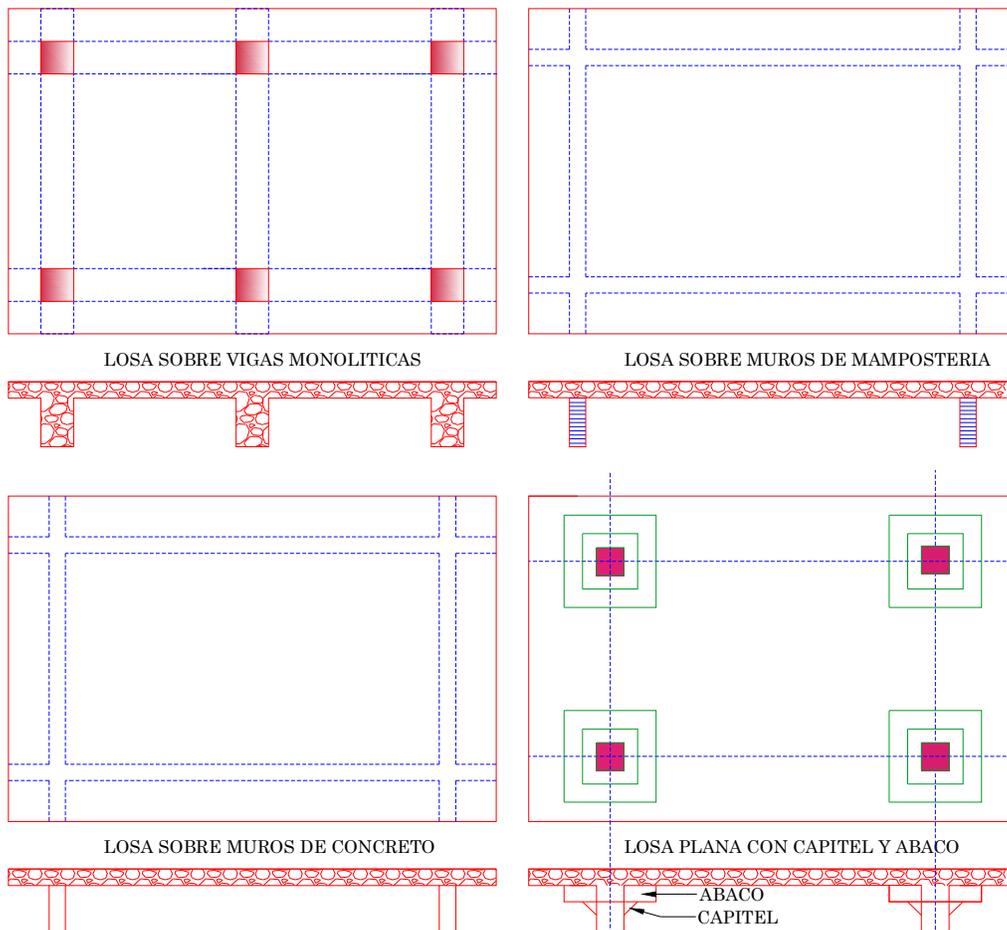


Fig. 44.- Representacion Esquematica de Distintos Tipos de Losas

Las losas pueden sustentarse directamente sobre las columnas, en este caso se llaman Losas Planas, que en su forma tradicional no son adecuadas para zonas de alto riesgo sísmico como las que existen en algunas zonas del país, como es el DF., pues no disponen de capacidad resistente suficiente para incursionar dentro del rango inelástico de comportamiento de los materiales, con lo que se limita considerablemente su ductilidad. Pueden entonces utilizarse capiteles y abacos para mejorar la integración de las losas planas con las columnas y mejorar la resistencia de las losas al punzonamiento o penetración.

Existe también la modalidad de losas aligeradas, esto es el empleo de materiales con pesos volumétricos bajos o retículas con partes huecas, que son empleadas para disminuir el peso de los pisos y con ello el peso del edificio.

Hoy en día, es común el uso de losas compuestas, estas son aquellas que están hechas a partir de láminas y concreto, con lo cual se realizan sistemas de piso muy económicos, eficientes y mayor ductilidad al sistema de piso. Este sistema resulta el más utilizado porque elimina el problema de utilizar mucha cimbra, colocación de acero a refuerzo en el lecho inferior y minimiza el tiempo de construcción de la estructura en general.

También existe el sistema de piso prefabricado, el cual consta de losas y vigas de concreto prefabricadas, lo cual hace una solución usual para estructura a base de marcos. Tradicionalmente, se han diseñado estos pisos considerando de manera independiente el trabajo de la losa apoyada perimetralmente sobre las vigas y el de estas últimas soportando las cargas que se hayan en un área tributaria de la losa, pero incluyendo una porción de losa como parte integrante de la viga con una sección T o doble T.

En general la gama de tipos de sistemas de piso o losas que pueden usarse para solucionar en particular un edificio es variable, todo ello está relacionado con el costo del sistema, la rapidez de su construcción y sus ventajas en particular.

El RCDF-04 nos marca en sus Normas Técnicas para Concreto los lineamientos para seguir en cuanto al diseño de ellas, así que por ello solo se mencionan de manera breve con que requisitos deben cumplir.

### *VI.2.3.1 Losas Encasetonadas*

Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionarán como viga, excepto que, si la losa está apoyada en su perímetro, no será necesario cumplir con el refuerzo mínimo por tensión diagonal que se pide en la ecuación 40, cuando la fuerza cortante de diseño sea menor que la fuerza cortante del concreto.

$$A_{vmin} = 0.30 \sqrt{f_c} \frac{bs}{f_y}$$

donde

(ec. 43)

b es el ancho de la seccion, en cm.

s la separacion del refuerzo transversal, en cm.

### *VI.2.3.2 Losas que Trabajan en una Direccion*

Son losas de una direccion aquellas en donde las condiciones de esfuerzos dominantes actuan de mayor redundancia en una direccion que en la otra. En el diseño de losas que trabajan en una direccion se aplican las mismas disposiciones para el diseño de vigas mencionadas anteriormente, en este capitulo.

### *VI.2.3.3 Losas Encasetonadas*

Las losas encasetonadas, sean planas o perimetralmente apoyadas, en que la distancia centro a centro entre las nervaduras no sea mayor que un sexto del claro de la losa paralelo a la direccion en que se mide la separacion de las nervaduras, se puede analizar como si fuerza maciza. En cada caso, de acuerdo con la naturaleza y la magnitud de la carga que vaya a actuar se revisara la resistencia a cargas concentradas de las zonas comprendida entre nervaduras.

### *VI.2.3.4 Losas Apoyadas en su Perimetro*

Para este sistema de losas se disponen una serie de condiciones para el analisis y diseño de ellas, por lo que solamente se mencionaran aquellos requisitos de mayor importancia, y lo demas puede ser consultado en las Normas Tecnicas correspondientes.

Se haran calculo de momentos flexionantes median la ayuda de las tablas que aparecen en la talba 6.1 de las NTCD de Estructuras de Concreto, donde se deben satisfacer las siguientes condiciones:

1. Los talberos son aproximadamente rectangulares.
2. La distribucion de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
3. Los momentos flexionantes negativos en el apoyo comun de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor a 50 % del menor de ellos.

4. La relacion entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monoliticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Para momento flexionante negativo, las secciones criticas se tomaran en los bordes del tablero, y para positivo en las lineas medias. Para colocacion de refuerzo en la losa se considerara dividida en cada direccion, en dos franjas extremas y una central. La distribucion del acero de refuerzo no debe exceder de  $2.5d$ , donde  $d$  es el peralte efectivo de la losa. Para el calculo del peralte minimo se deben considerar las deflexiones y como esta apoyada la losa y para cortante, se supondra que la seccion critica se encuentra a un peralte efectivo del paño del apoyo.

### *VI.3 Revisión de Estados Límites de Servicio*

#### *VI.3.1 Desplazamientos de acuerdo a los Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del RCDF-04*

En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no exceden los valores siguientes:

a) Un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre  $240$  más  $5$  mm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre  $480$  más  $3$ mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre  $500$ , para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre  $250$ . Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las Normas correspondientes.

#### *VI.3.2 Vibraciones*

Las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no podrán exceder los valores establecidos anteriormente. Además, deberán imponerse límites a las amplitudes máximas de las vibraciones, de acuerdo con su frecuencia, de manera de evitar condiciones que afecten seriamente la comodidad de los ocupantes o que puedan causar daños a equipo sensible a las excitaciones citadas.