



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

28  
84

**DETALLES DE REFUERZO EN ESTRUCTURAS  
DE CONCRETO**

# **Tesis Profesional**

Que para obtener el Título de  
**INGENIERO CIVIL**

presenta

**ALFREDO GODINEZ VELAZQUEZ**

**México, D. F.**

**1984**





Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

## INDICE

I	INTRODUCCION	
I.1	Generalidades - - - - -	1
II	ADHERENCIA Y ANCLAJE	
II.1	Principios Fundamentales- - - - -	5
II.2	Comportamiento y Variables Principales- - - - -	8
II.3	La Naturaleza de la Resistencia Por Adherencia- - - - -	19
II.4	Adherencia por Flexión - - - - -	29
II.5	El Anclaje de Las Varillas - - - - -	39
II.6	Empalmes - - - - -	50
II.7	Recomendaciones Según el Reglamento ACI-318-77 - - - - -	56
II.8	Recomendaciones Según el Reglamento D.D.F.-76 - - - - -	76
II.9	Recomendaciones Para Ganchos Tipo Stándar Según Manual de Diseño de Obras Civiles Sección H Concreto Reforzado C.F.E.- 1970 - - - - -	80
II.10	Ejemplos - - - - -	82
III	REQUISITOS DE REFUERZO	
III.1	Generalidades - - - - -	91
III.2	Cambio de Dirección de las Fuerzas Internas - - - - -	92
III.3	Refuerzo en Vigas - - - - -	94
III.4	Recomendaciones Según Reglamento ACI-318-77 Para Vigas - - - - -	110
III.5	Recomendaciones Según Reglamento D.D.F.76- Para Vigas - - - - -	115
III.6	Refuerzo en Columnas - - - - -	118
III.7	Recomendaciones Según Reglamento ACI-318-77 Para Columnas - - - - -	124
III.8	Recomendaciones Según Reglamento D.D.F.-76 Para Columnas - - - - -	128
III.9	Refuerzo en Losas - - - - -	129
III.10	Recomendaciones Según Reglamento ACI-318-77 Para Losas - - - - -	134

III.11	Recomendaciones Según Reglamento D.D.F.-76 Para Losas - - - - -	137
III.12	Recomendaciones Según Manual de Diseño de Obras Civiles Sección H Concreto Reforzado C.F.E.-70 Para Losas - - - - -	140
III.13	Refuerzo en Muros - - - - -	141
III.14	Recomendaciones Según Reglamento ACI-318-77 Para Muros - - - - -	147
III.15	Recomendaciones Según Reglamento D.D.F.-76 Para Muros - - - - -	149
III.16	Juntas de Vigas Columnas - - - - -	150
III.17	Detalles Especiales en Estructuras Construidas en zonas Sísmicas - - - - -	161
III.18	Recomendaciones Según Reglamento ACI-318-77 En Elementos Sujetos a Sismos - - - - -	166
III.19	Recomendaciones Generales Para El Refuerzo Según Reglamento ACI-318-77 - - - - -	170
III.20	Recomendaciones Generales Para el Refuerzo Según Reglamento D.D.F.-76 - - - - -	173
IV	RECOMENDACIONES PARA REFUERZO EN ELEMENTOS ESPECIALES-	
IV.1	Ménsulas - - - - -	175
IV.2	Recomendaciones Según Reglamento ACI-318-77 Para Ménsulas - - - - -	178
IV.3	Recomendaciones Según Reglamento D.D.F.-76 Para Ménsulas - - - - -	180
IV.4	Muros Acoplados de Cortante - - - - -	180
IV.5	Vigas de Gran Peralte - - - - -	189
IV.6	Recomendaciones Según Reglamento ACI-318-77 Para Vigas de Gran Peralte - - - - -	199
IV.7	Recomendaciones Según Reglamento D.D.F.-76 Para Vigas de Gran Peralte - - - - -	199
V	CONCLUSIONES - - - - -	204
	Bibliografía - - - - -	206

**CAPITULO 1**

**INTRODUCCION**

## 1.1 GENERALIDADES

Estudios recientes para comprender el comportamiento de las estructuras de concreto han producido métodos más elaborados de análisis y diseño. Las técnicas orientadas a computadoras permiten realizar con rapidez los análisis elásticos o inelásticos de estructuras altamente indeterminadas.

Se podría pensar que este solo desarrollo produciría estructuras más funcionales y económicas.

Sin embargo, todo buen diseñador sabe que el diseño no sólo consiste en proporcionar una sección estructural u obtener esfuerzos seguros. Algunos de los aspectos igualmente importantes de un diseño exitoso son la economía global y la facilidad de construcción. En efecto, un análisis complejo se hace inútil si los cálculos no se pueden traducir a estructuras exitosas. Esto puede suceder cuando una estructura queda representada por un conjunto de dibujos no muy bien detallados. El análisis estructural no es más que una de las herramientas utilizadas por el ingeniero hábil en el proceso del diseño. Es un requisito necesario pero insuficiente para un buen diseño.

El detallado consiste en la preparación de dibujos de colocación, detalles de las varillas de refuerzo, y listas de varillas que se utilizarán para fabricar y colocar el refuerzo en las estructuras. Pero el detallado también incorpora todo el proceso de razonamiento-

por el cual el diseñador permite que cada parte de su estructura funcione con seguridad bajo las condiciones de servicio y con eficiencia cuando se sujeta a la carga última o deformaciones.

Para reforzar correctamente una estructura de concreto, el diseñador debe poseer una comprensión profunda de su comportamiento más allá de la determinación de las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformación. Esta comprensión se debe basar en un conocimiento total de las propiedades de los materiales y el comportamiento estructural que evidencian las pruebas, más que en los resultados de modelos matemáticos. El diseño basado en el concepto de resistencia y comportamiento de colapso refleja en gran medida esta filosofía.

Para que se pueda avanzar con rapidez la gran cantidad de trabajo de construcción que se ha de hacer, debe haber cierta estandarización y simplificación del detallado del concreto reforzado. Esto es esencial para que podamos aprovechar el potencial de las computadoras para detallar, programar y procesar datos del refuerzo así como presentar los resultados de tal manera que, el contratista pueda traducir la información a la obra sin demora o dificultad.

El detallado basado en la comprensión y percepción del comportamiento estructural del concreto reforzado en una diversidad cada vez más creciente de casos,

del conocimiento de las demandas cambiantes de la economía y de las limitaciones de las prácticas de construcción, puede requerir tanta energía creativa como la deducción de las acciones estructurales por parte del análisis matemático.

Una de las suposiciones fundamentales sobre las que se basan las teorías del concreto reforzado es que existe una perfecta adhesión entre el concreto y el acero de refuerzo y que ambos se deforman juntos sin que se rompa la liga entre ellos. Sin embargo, la tendencia del acero a deslizarse dentro del concreto está siempre presente. La liga entre la superficie del acero y el concreto se debe a la contracción inicial de este último al fraguar y a la fricción entre los dos materiales; las varillas laminadas con salientes o proyecciones se conocen con el nombre de varillas corrugadas y su propósito es desarrollar una liga o adherencia mecánica entre el concreto y el acero.

Ya que muy raramente se aplica la carga externa directamente al refuerzo, el acero puede recibir su participación de la carga sólo del concreto que lo rodea.

"Esfuerzo de adherencia" es el nombre que se le asigna al esfuerzo cortante en la entrecara de la varilla y el concreto que, al transferir la carga entre la varilla y el concreto que la rodea, modifica los esfuerzos del acero.

Cuando se desarrolla de manera eficaz esta -  
adherencia, permite que los dos materiales formen una -  
estructura compuesta. El logro de una buena adherencia -  
es el objetivo más importante del detallado del refuerzo  
en las componentes estructurales.

CAPITULO II

ADHERENCIA Y ANCLAJE

## 11.1 PRINCIPIOS FUNDAMENTALES.

Las fuerzas de adherencia se miden por la razón de cambio en la fuerza en las varillas de refuerzo. El esfuerzo de adherencia no existe, a menos que los esfuerzos de acero cambien entre dos cualesquiera secciones.

En la figura 11.1 se ilustra la diferencia en comportamiento entre una viga con refuerzo adherido y otra en la que el refuerzo se encuentra libre dentro de la masa de concreto. En el primer caso Fig. 11.1-a, los esfuerzos en el refuerzo varían a lo largo del elemento, ya que son prácticamente proporcionales a la magnitud del momento flexionante. En cambio, en el segundo caso Fig. 11.1-b, los esfuerzos son constantes a lo largo del claro, ya que, como las varillas están libres, el elemento se comporta como un arco atirantado y como una viga; en este caso es necesario anclar mecánicamente las varillas en los extremos del elemento por medio de placas u otros dispositivos adecuados.

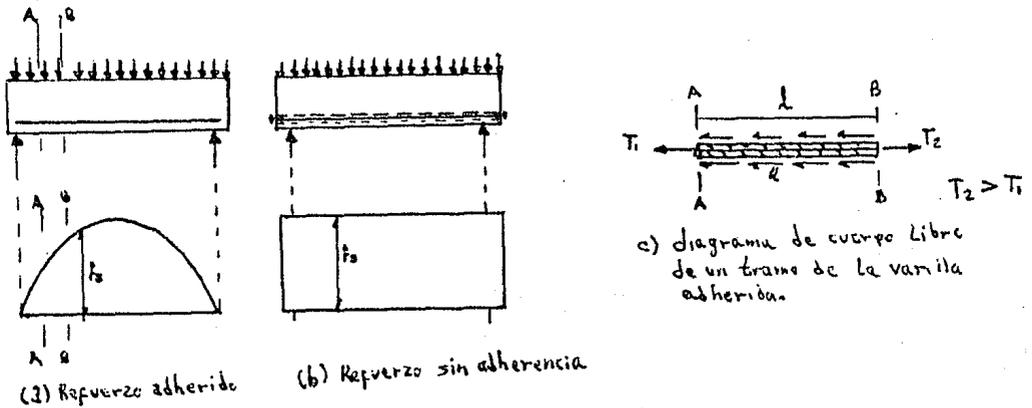


Fig. II.1 Diferencia entre el comportamiento de una viga con refuerzo adherido y otra con refuerzo no adherido.

Se mencionó que, en estructuras con refuerzo adherido - los esfuerzos varían a lo largo de las varillas de refuerzo.

Para que pueda ocurrir esta variación, es necesario que se transmitan esfuerzos del refuerzo al concreto, como puede verse si se analiza un diagrama de cuerpo libre de la varilla - por ejemplo, en la Fig. 11.1.c se muestra el diagrama de cuerpo libre de un tramo de varilla de la viga de la Fig. 11.1.a. La -

fuerza de tensión en el extremo de la derecha es mayor que en el extremo de la izquierda, por que es mayor el momento flexionante. Para que la varilla esté en equilibrio debe de existir una fuerza de adherencia a su alrededor que es producida por esfuerzos de adherencia,  $u$ , entre el concreto y el acero. El esfuerzo de adherencia  $u$ , se acostumbra definir como una fuerza-cortante por área unitaria de superficie de varilla.

A continuación se señalan algunos casos típicos en que se desarrollan esfuerzos de adherencia importantes,

En la Fig. 11.2 se muestra una varilla que esta ahogada en una masa de concreto y soporta un peso en su extremo libre, en la sección A-A la fuerza de tensión en la varilla es nula por ser un extremo libre, mientras que en la sección B-B la fuerza de tensión es igual al peso que cuelga de la varilla.

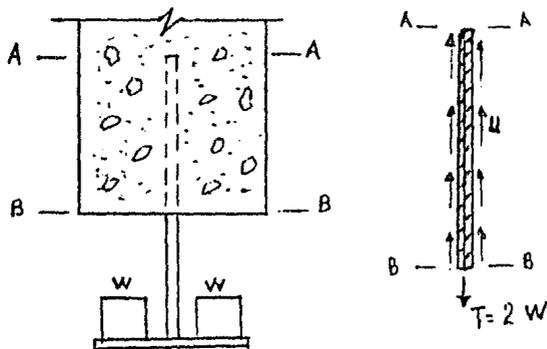


Fig. II. 2. Esfuerzos de adherencia en una varilla ahogada.

En la Fig. 11.3 se muestran las fuerzas de tensión en varias secciones de una viga continua. En los puntos de inflexión son nulos porque es nulo el momento flexionante, mientras que en otras secciones la fuerza de tensión es igual al momento flexionante dividido entre el brazo del par,  $z$ , formado por las fuerzas de compresión y tensión en la sección transversal-

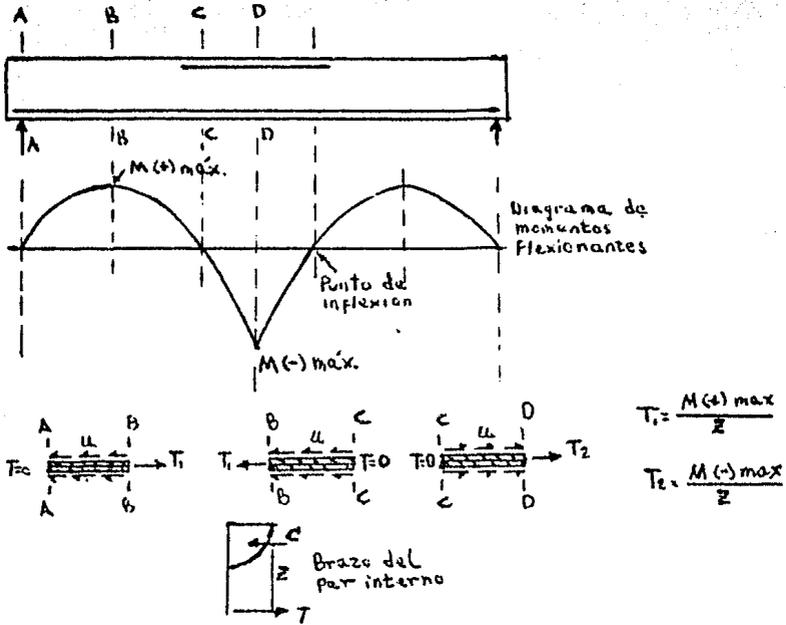


Fig. II.3 Esfuerzos de adherencia en el refuerzo de una viga continua.

En la Fig. 11.4 se muestran las fuerzas de tensión en varillas traslapadas. En los extremos de estas varillas las fuerzas de tensión son nulas por ser extremos libres mientras que en los extremos de los traslapes las fuerzas de tensión son iguales al momento flexionante entre el brazo del par



Fig. 11.4 Esfuerzos de adherencia en varillas traslapadas.

La adherencia ha sido mucho menos estudiada que la flexión y la tensión diagonal, debido principalmente a que en muchos casos no es un aspecto crítico en el diseño.

Experimentalmente, se han encontrado métodos para estimar los esfuerzos de adherencia que dan resultados del lado de la seguridad para casos especiales, pero estos métodos no toman en cuenta todas las variables que intervienen, ya que estas no han podido ser cuantificadas en forma definitiva. La adherencia o resistencia al deslizamiento del refuerzo tiene su origen en los fenómenos siguientes:

- a) Adhesión de naturaleza química entre el acero y el concreto.
- b) Fricción entre la varilla y el concreto que se desarrolla al tender a deslizar la primera.
- c) Apoyo directo de las corrugaciones de las varillas contra el concreto que las rodea.

En varillas lisas sólo existen las dos primeras contribuciones. Como su aportación a la resistencia al deslizamiento es mucho menor que la debida al apoyo de las corrugaciones sobre el concreto, la adherencia era con frecuencia un factor crítico en el diseño cuando se usaban varillas lisas. Con el advenimiento de las varillas corrugadas, el problema de la adherencia ha dejado de ser crítico, ya que el diseño está regido por flexión o por tensión diagonal en la mayoría de los casos.

## 11.2 COMPORTAMIENTO Y VARIABLES PRINCIPALES.

### 11.2.1 ENSAYES DE EXTRACCION.

El espécimen en que se efectúa este tipo de ensaye consiste en una varilla ahogada en un cilindro o prisma de concreto, con uno de sus extremos sobresaliendo del concreto Fig. 11.5. Este ensaye se realiza aplicando una fuerza de tensión al extremo libre de la varilla, o sea, tratando de extraer la varilla de la masa de concreto. El ensaye de extracción da una idea clara del concepto de anclaje; la longitud en que está ahogada la varilla es su longitud de anclaje, la.

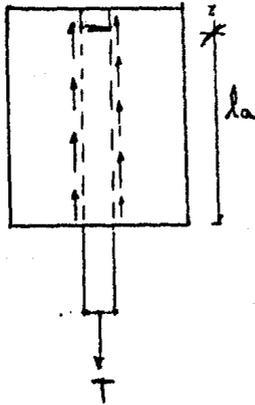


Fig. II.5 Ensayo de extracción.

En el extremo de la varilla cargada existen esfuerzos de tensión ( $f_s = T/A_s$ ), mientras que en el otro extremo de la varilla está libre de esfuerzos por no estar cargada. Por lo tanto los esfuerzos de la varilla cambian desde  $f_s$  hasta cero a lo largo de la longitud de anclaje. Obviamente, <sup>s</sup> mientras mayor sea la longitud de anclaje, mayor será la fuerza  $T$  necesaria para extraer la varilla y mayor será el esfuerzo  $f_s$  que puede alcanzarse en el extremo cargado. El comportamiento y el tipo de falla en ensayos de extracción dependen principalmente del tipo de varilla ensayada. Debido a que en un ensayo de extracción la varilla está sujeta a esfuerzos de tensión, mientras que el concreto está sujeta a esfuerzos de compresión ocurre necesariamente un deslizamiento entre los dos materiales.

La distribución de esfuerzos de adherencia, no es uniforme en ninguna etapa de carga por lo tanto puede calcularse un esfuerzo promedio dividiendo la fuerza de extracción,  $T$ , entre la superficie de la varilla en contacto con el concreto. Esta superficie es igual al producto de la longitud de anclaje o desarrollo  $l_d$ , por el perímetro de la varilla,  $s$ .

Por lo tanto el esfuerzo promedio es:

$$u = \frac{T}{l_d s} \quad \text{---- (11.1)}$$

En varillas lisas al aumentar los esfuerzos de tensión en la varilla, aumenta la longitud de la zona que sufre deslizamiento y en la cual se rompe la adhesión y la fricción desempeña un papel más importante. Cerca de la falla, el deslizamiento de la varilla se extiende en casi toda la longitud de desarrollo.

La falla en un espécimen con varilla lisa puede ocurrir de dos maneras. Si la varilla tiene una superficie muy lisa, como la de las trabajadas en frío, sale de la masa de concreto dejando un agujero liso. Si la superficie es rugosa, como la de las varillas laminadas en caliente, la fricción es mayor y la falla ocurre por rotura del elemento de concreto. La contracción del concreto también contribuye a aumentar la fricción y a que ocurra el segundo tipo de falla.

En el caso de espécimen con varilla corrugada al deslizarse la varilla dentro de la masa del concreto y romperse la adhesión entre los dos materiales, las corrugaciones reaccionan contra el concreto. La fricción y la adhesión desempeñan un papel menos importante que en el caso de varillas lisas. La falla en este tipo de espécimen ocurre al partirse longitudinalmente la masa de concreto en dos o tres segmentos Fig. 11.6-a. También se ha observado en algunos casos, especialmente en especímenes de concreto ligero, que la falla ocurre por cortante en una superficie cilíndrica, al desprenderse la zona de concreto que rodea a la varilla Fig. 11.6-b. La clase de concreto el recubrimiento y el diámetro de la varilla son los parámetros que más influyen en el tipo de falla. Si el recubrimiento es muy grande y la varilla es pequeña, ocurre el segundo tipo de falla.

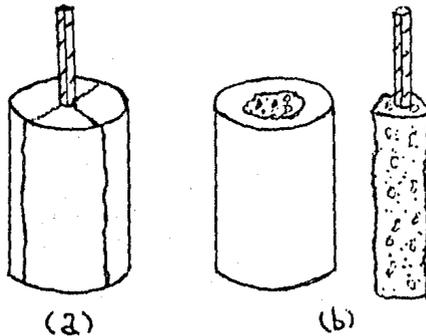


Fig. 11.6 Dos tipos de falla especímenes de extracción con varillas corrugadas.

Se han efectuado algunos ensayos de extracción en prismas sujetos a cargas normales a la dirección de la varilla. Estas cargas aumentan la fricción entre la varilla y el concreto, así como la reacción del concreto contra las corrugaciones. Por lo tanto, para una longitud de desarrollo dada, puede aplicarse mayor fuerza de tensión en la varilla que en el caso de especímenes sin cargas normales. Estas cargas evitan la formación de las grietas mostradas en la Fig. 11.6-a y la falla ocurre por pulverización del concreto que rodea a las varillas, debido a la acción de las corrugaciones. Un efecto semejante puede lograrse con el empleo de refuerzo helicoidal. Tanto en el caso de varilla lisa y corrugada la diferencia entre el esfuerzo promedio (ecuación 11.1), y el esfuerzo máximo depende de la etapa de carga y de la longitud de desarrollo. En las primeras etapas de carga, la diferencia es mayor, porque la zona con esfuerzos pequeños es mayor en relación con la longitud de desarrollo. La diferencia también es mayor mientras mayor sea la longitud de desarrollo, porque la zona alejada del extremo cargado, en la cual los esfuerzos son pequeños, es de mayor longitud. La máxima tensión en la varilla será cuando  $T = A_s f_y$  y como  $s = \pi d_b$  de la ecuación 11.1 tenemos que:

$$u = \frac{A_s f_y}{l_d \pi d_b} \quad \text{--- (11.2)}$$

- donde
- $A_s$  = Área transversal de la varilla
  - $f_y$  = Esfuerzo de fluencia de la varilla
  - $l_d$  = Longitud de desarrollo de la varilla
  - $d_b$  = Diámetro de la varilla

### 11.2.2. ENSAYES DE VIGAS

Puesto que los esfuerzos de adherencia son muy difíciles de determinar experimentalmente, las consideraciones sobre esfuerzos se refieren únicamente a tendencias y distribuciones supuestas. La distribución de esfuerzos en el refuerzo de una viga agrietada con momento flexionante constante se muestra en la Fig. 11.7-b. Los esfuerzos no son constantes a lo largo-

de la varilla, por efecto del agrietamiento. Entre grieta y grieta, el concreto contribuye a resistir la fuerza de tensión y los esfuerzos en el acero son menores que en las secciones que coinciden con grietas. El cambio de esfuerzos en el acero produce necesariamente esfuerzos de adherencia. Del diagrama de cuerpo-libre de la Fig. 11.1-c se deduce que los esfuerzos promedio de adherencia pueden calcularse con la ecuación:

$$u = \frac{T_2 - T_1}{l \sum s} = \frac{\Delta T}{l \sum s} \quad \text{--- 11.3}$$

donde  $\sum s$  es la suma de los perímetros de las varillas.

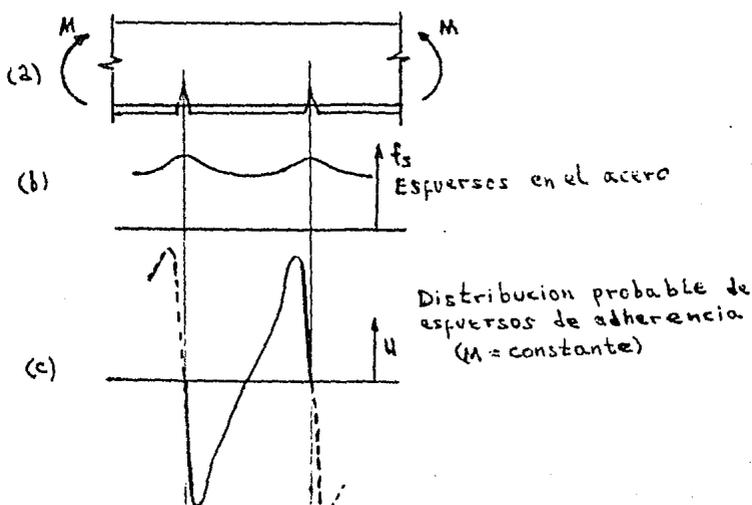


Fig. II.7 Distribución de esfuerzos en una viga con momento-flexionante constante.

Si las secciones están separadas una distancia diferencial,  $dl$ , el esfuerzo promedio es:

$$u = \frac{dT}{dl} \frac{l}{\sum s} = \frac{df_s}{dl} \frac{As}{\sum s} \quad \text{--- (11.4)}$$

La ecuación 11.4 indica que los esfuerzos de adherencia

son proporcionales a la pendiente del diagrama de esfuerzos del acero (Fig. 11.7-b) ya que dicha pendiente es igual a  $\frac{df_s}{dl}$ .

Por consiguiente, en las secciones que coinciden con grietas y en la sección central, los esfuerzos de adherencia son nulos, ya que la tangente al diagrama es horizontal, mientras que muy cerca de las grietas los esfuerzos son muy elevados, porque los esfuerzos en el acero cambian rápidamente y, por lo tanto,  $\frac{df_s}{dl}$  tiene un valor alto.

Se debe lo anterior, que aún en vigas con momento flexionante constante, existen esfuerzos de adherencia muy elevados, producidos por el agrietamiento del concreto en la zona de tensión. En vigas con momento flexionante variable, las áreas positivas y negativas de la distribución de esfuerzos de adherencia no son iguales, ya que los esfuerzos en el acero son distintos en las secciones que coinciden con grietas. En la Fig. 11.8 se muestran dos posibles distribuciones de esfuerzos para este caso.

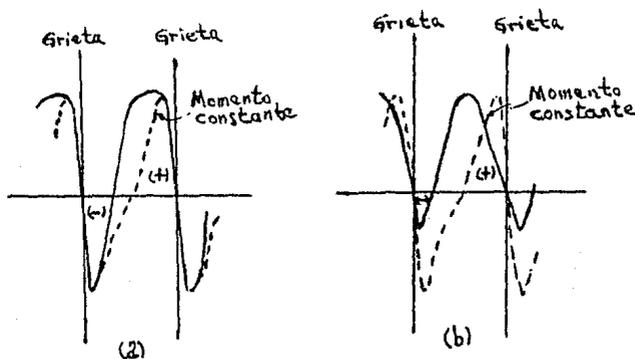


Fig. 11.8 Dos posibles distribuciones de esfuerzos de adherencia en vigas con momento flexionante variable.

Los ensayos de adherencia en vigas libremente apoyadas tienen el inconveniente de que la reacción del apoyo restringe el agrietamiento longitudinal del concreto, por lo que se sobrestima la resistencia en adherencia. Para evitar esto, se han ideado dos tipos especiales de especímenes. El espécimen de ensayo usado en la Universidad de Texas se muestra en la Fig. 11.9

Consiste en una viga con extremo voladizo y con cargas concentradas que le producen el diagrama de momento flexionante mostrado en la misma Figura. Una de las varillas de refuerzo negativo se prolonga desde la sección donde se interrumpe el resto del refuerzo negativo hasta el punto de inflexión.

La longitud correspondiente es la longitud de desarrollo  $l_d$ .

En el punto de inflexión, la varilla tiene un esfuerzo nulo, por ser nulo el momento flexionante, mientras que en la sección donde se interrumpe el resto del refuerzo negativo, la varilla tiene un esfuerzo  $f_s$ . Por lo tanto, el esfuerzo en la varilla se desarrolla de cero a  $f_s$  en la longitud  $l_d$ .

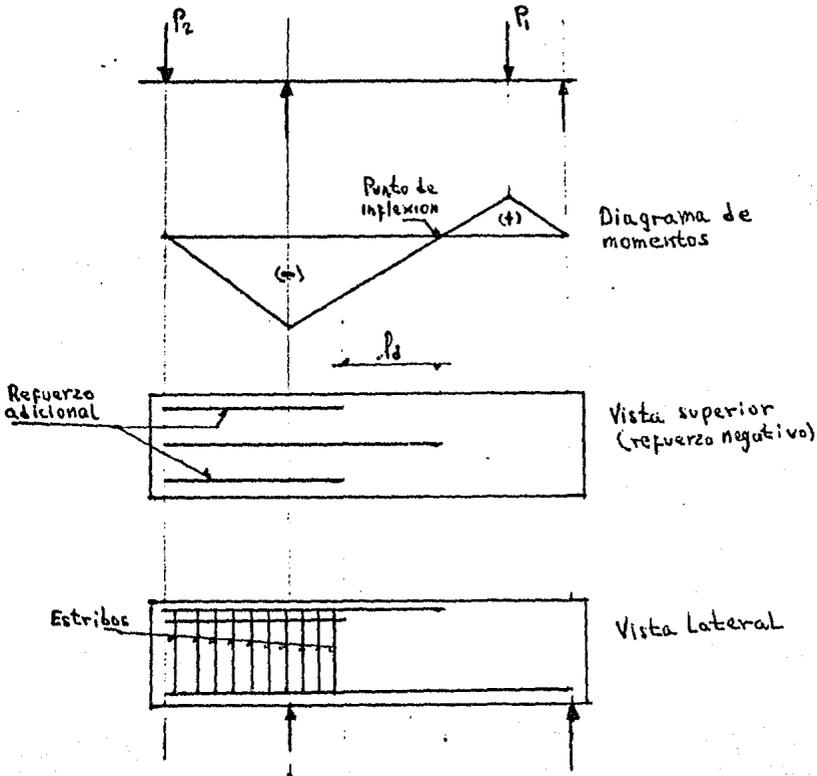


Fig. 11.9 Espécimen de ensaye usado en la Universidad de Texas.

El espécimen de ensaye usado en el National Bureau of Standards se muestra en la Fig. 11.10. El efecto de los esfuerzos de apoyo sobre el agrietamiento longitudinal se evita colocando los apoyos alejados de la varilla ensayada. En este espécimen, la longitud de desarrollo es la distancia de los apoyos (momento nulo) a la sección de aplicación de carga (momento máximo).

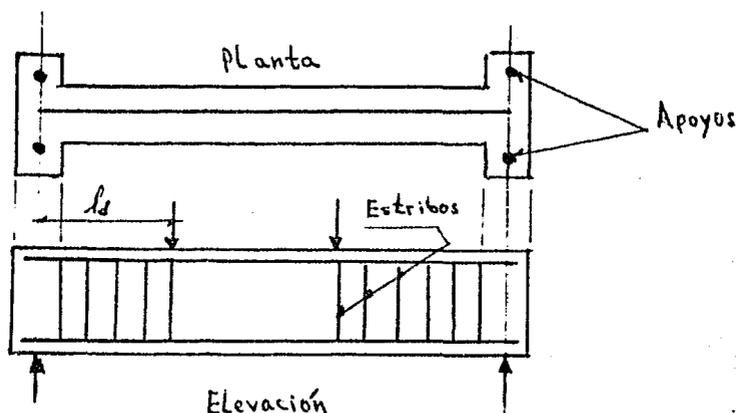


Fig. 11.10 Espécimen de ensaye usado en el National Bureau of Standards.

La falla por adherencia en ensayos de vigas ocurre por deslizamiento excesivo de la varilla dentro de la masa de concreto sin incremento apreciable en la carga aplicada. Este deslizamiento va acompañado por la formación de grietas longitudinales en la cara de tensión de la viga y, en la mayoría de los casos, por grietas inclinadas del tipo de tensión diagonal. También se forman en la viga grietas de flexión que cortan perpendicularmente a las grietas longitudinales de adherencia. En la Fig. 11.11 se presentan en forma esquemática el estado de agrietamiento de una viga después de la falla.

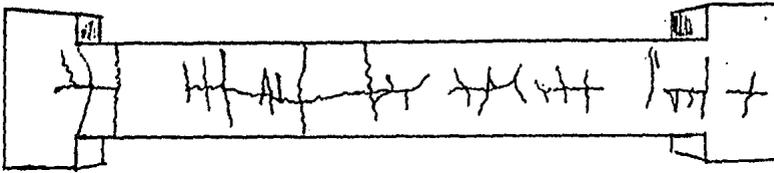


Fig. 11.11 Viga típica despues del ensaye.

Pueden calcularse esfuerzos promedio de adherencia a partir de ensayos de vigas, dividiendo la diferencia de fuerzas de tensión en los dos extremos de la longitud de desarrollo entre el área de la varilla en contacto con el concreto. Tanto en el espécimen de la Fig. 11.9 como en el de la Fig. 11.10, la fuerza de tensión es nula en un extremo de la longitud de desarrollo, porque el momento flexionante es nulo en ese extremo. Por consiguiente, el esfuerzo promedio de adherencia puede calcularse con la ecuación:

$$u = T / \sum s \quad l d \quad \text{----} \quad (11.5)$$

La fuerza  $T$  en la sección correspondiente al otro extremo de la longitud de desarrollo puede calcularse dividiendo el momento flexionante en dicha sección entre el brazo del par,  $z$ , formado por las fuerzas de tensión y compresión. Por lo tanto.

$$u = M / z \sum s l d \quad \text{---} \quad (11.6)$$

El brazo del par,  $z$ , puede suponerse de 0.85 a 0.95  $d$ , aproximadamente. Substituyendo  $M$  por el momento flexionante máximo que resiste el espécimen de ensaye, se obtiene un valor de  $u$  que representa el esfuerzo promedio de adherencia por las condiciones del ensaye. A continuación se describe el efecto de algunas variables importantes sobre el comportamiento de

especímenes como los de las Figuras 11.9 y 11.10 . Algunos efectos son aplicables también a ensayos de extracción.

Una de las variables más importantes es el espesor del recubrimiento de las varillas, tanto el lateral como el inferior. Ya que la falla por adherencia se debe al agrietamiento longitudinal del concreto, mientras mayor sea el recubrimiento mayor será la resistencia del concreto a agrietarse longitudinalmente. La separación de las varillas tiene una influencia semejante. Si las varillas están muy cerca una de la otra, se forma fácilmente una grieta longitudinal entre ellas. En la Fig 11.12 se muestran diferentes configuraciones de agrietamiento que dependen del recubrimiento y de la separación de las varillas. La resistencia por adherencia depende de la configuración que se forma. Con la configuración (a) se tiene mayor resistencia que con la (b), y con ésta, mayor que con la (c).

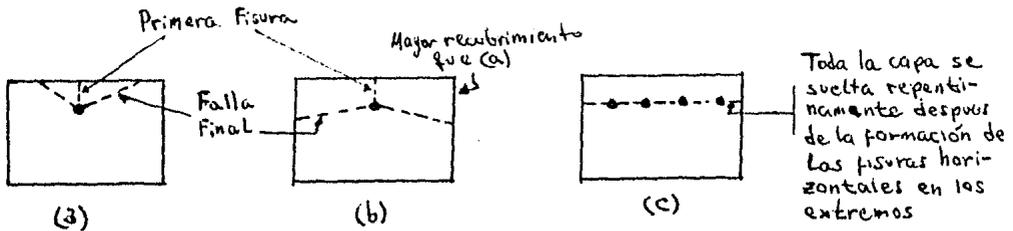


Fig. 11.12 Diferentes configuraciones de agrietamiento longitudinal.

El agrietamiento longitudinal del concreto depende también en un grado considerable de la resistencia a tensión del concreto. La posición del refuerzo es otra variable importante. Se ha observado mayor resistencia por adherencia en varillas de Lecho inferior que en varillas de Lecho Superior. Esto se explica por efecto del fenómeno conocido Sangrado del concreto, que produce la acumulación de aire y agua debajo de las varillas de Lecho Superior, debilitando su adherencia con el concreto. Cuando mayor es el espesor de concreto debajo de las varillas, mayor es el efecto del Sangrado; aún no se ha podido relacionar cuantitativamente el espesor con la disminución de resistencia.

### 11.2.3 ENSAYES DE ELEMENTOS CON VARILLAS TRASLAPADAS.

En un traslape de este tipo, cada una de las varillas - debe desarrollar su esfuerzo de fluencia en la longitud de traslape Fig. 11.13, o sea, que la longitud de traslape equivale a la longitud de desarrollo del espécimen de las Figs. 11.9 y 11.10

El comportamiento de especímenes con traslape de tensión es el siguiente. En las secciones de corte de las varillas se forma un agrietamiento prematuro por flexión, debido a la discontinuidad de esfuerzos. A partir de las grietas de flexión situadas en los extremos del traslape, se desarrollan grietas longitudinales de adherencia que se propagan hacia la parte central del traslape hasta juntarse. Al mismo tiempo, se forman nuevas grietas de flexión dentro de la longitud de traslape. Una vez unidas las grietas longitudinales ocurre una falla frágil.

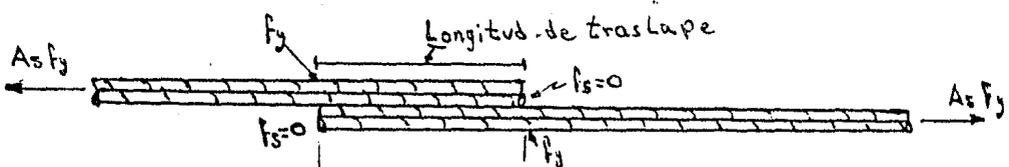


Fig. 11.13 Longitud de traslape en varillas de tensión.

El efecto adverso del agrietamiento prematuro en las secciones de corte de varillas y el agrietamiento adicional de flexión que se forma dentro de la longitud de traslape, son causas de que el problema de adherencia sea más crítico en especímenes con varillas traslapadas que en especímenes como los de las Figs. 11.9 y 11.10. También sucede que la distancia a la varilla vecina se reduce en la zona de traslape, pudiendo provocarse el agrietamiento longitudinal mostrado en la Fig. 11.12-c. Por esto, los esfuerzos de adherencia permitidos en traslape de tensión son menores que los permitidos en otros casos, y la reducción es mayor si las varillas longitudinales no están lo suficientemente separadas entre sí.

El comportamiento en varillas de traslape en compresión es más favorable que en el de varillas de tensión, por dos razones. Primero, no existe el agrietamiento de flexión.

Segundo, los extremos de las varillas se apoyan directamente en el concreto Fig. 11.14 y, por lo tanto, los esfuerzos no empiezan a desarrollarse desde un valor nulo, sino desde un valor que depende de los esfuerzos de apoyo directo.

Se ha demostrado experimentalmente que este valor puede ser importante. Por estas razones, las especificaciones del reglamento son menos severas en el caso de traslapes de varillas de compresión que en el de traslapes de varillas de tensión.

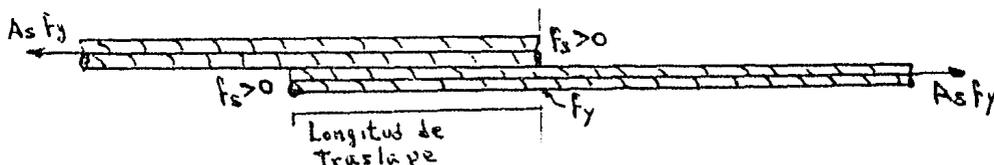


Fig. 11.14 Longitud de traslape en varillas de compresión.

### 11.3 LA NATURALEZA DE LA RESISTENCIA POR ADHERENCIA

#### 11.3.1 CARACTERISTICAS BASICAS DE LA RESISTENCIA POR ADHERENCIA.

A menudo se considera que la resistencia por adherencia de las varillas comunes es por adhesión química entre la pasta del mortero y la superficie de la varilla. Sin embargo, incluso los esfuerzos bajos provocan suficiente deslizamiento para romper la adhesión entre el concreto y el acero. Una vez que ocurre el deslizamiento, la única manera de desarrollar adherencia adicional es mediante fricción y por la acción de cuña de pequeñas partículas de arena desalojados entre las varillas y el concreto que la rodea. La resistencia por fricción depende de las condiciones superficiales del acero. Cuando se sujetan las varillas redondas comunes a prueba normal de carga, la falla ocurre cuando se vence la resistencia de adhesión y friccional, y generalmente las varillas se salen del concreto que las encierra como se vió en la sección 11.2.1. Las varillas corrugadas tienen una capacidad muy grande de adherencia debido a la trabazón que ocurre entre las costillas y el concreto que las rodea.

La resistencia por adherencia que se desarrolla entre dos costillas de una varilla está asociada con los siguientes esfuerzos:

- 1.- Esfuerzos cortantes  $V_a$ , desarrollados, por medio de adhesión a lo largo de la superficie de la varilla.
- 2.- Esfuerzos de apoyo  $f_b$ , contra la cara de la costilla
- 3.- Esfuerzos cortantes  $V_c$ , que actúan en la superficie cilíndrica de concreto entre las costillas adyacentes.

Se puede obtener la relación entre estos esfuerzos y la fuerza por transmitir al concreto por adherencia, en una longitud corta de varilla entre los centros de las costillas de un requerimiento simple de equilibrio, en la forma siguiente:

$$AT = \pi d'_b (b+c) V_a + \pi \frac{d''_b{}^2 - d'_b{}^2}{4} f_b \approx \pi d''_b c V_c \quad \text{--- (11.7)}$$

en donde se puede identificar cada término en la Fig. 11.15

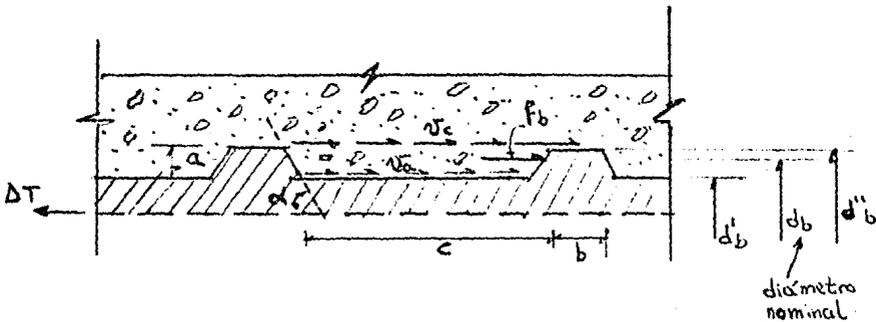


Fig. 11.15 Esfuerzos entre dos costillas de una varilla corrugada.

Al aumentar la carga, inevitablemente se pierde la adherencia a lo largo de la superficie de la varilla. La resistencia restante por cortante friccional es muy pequeña en comparación con la resistencia por apoyo desarrollada alrededor de las

costillas; en consecuencia, se puede ignorar a  $V_a$  para fines prácticos. Es posible simplificar la relación entre los dos importantes componentes restantes del desarrollo de la fuerza de adherencia,  $f_b$  y  $V_c$ , como sigue:

1.- Ya que  $b \approx 0.1c$ , el espaciado de las costillas es aproximadamente  $c$

2.- Ya que  $a \approx 0.05 d_b'$ , el área de apoyo de una costilla es:

$$\pi \frac{d_b'^2 - d_b^2}{4} \approx \pi d_b a$$

en que  $d_b$  es el diámetro nominal de la varilla.

En consecuencia, de la ec. 11.7 se tiene:

$$\Delta T = \pi d_b \cdot a f_b \approx \pi d_b \cdot c V_c; \text{ por tanto}$$

$$V_c \approx \frac{a}{c} f_b \text{ --- (11.8)}$$

En pruebas de laboratorio se tuvo éxito al tratar de relacionar distintos aspectos del problema de adherencia con el parámetro geométrico  $a/c$ . Se encontró el rendimiento más satisfactorio de una varilla ahogada en concreto en una longitud corta  $c$ , cuando  $a/c$  estaba en la proximidad de 0.065. (Los requerimientos de deformación del ASTM A-305 son tales que  $0.057 < a/c < 0.072$ ). Cuando las costillas son altas y están espaciadas estrechamente, el esfuerzo cortante,  $V_c$ , gobierna el comportamiento y la varilla se sale. Cuando el espacio de las costillas es mayor que aproximadamente 10 veces la altura de estas, el concreto parcialmente aplastado puede formar una cuña frente a la costilla, y normalmente se presenta falla por la fisuración del concreto que la rodea. El concreto frente a la costilla puede soportar una presión de apoyo varias veces superior a la resistencia o aplastamiento del cilindro de concreto debido a la condición confinada de éste.

En la Figura 11.16 se ilustran los dos tipos de mecanismo de falla asociados con la costilla. Es claro que la geometría de las varillas corrugadas debe ser tal que no pueda -

ocurrir una falla por extracción cortante (Fig. 11.16-a). En las siguientes secciones se estudian los factores que pueden afectar la capacidad última y el comportamiento de servicio de las varillas corrugadas, que se ajustan a las condiciones de la Fig. 11.17-b.

Uno de los aspectos más importantes de la adherencia es su efecto en el desarrollo de grietas, que está estrechamente relacionado con las características de deslizamiento de adherencia de un tipo específico de varilla en distintas situaciones. Hablando en términos generales, conforme sea menor el deslizamiento asociado con una fuerza utilizable de adherencia mejor será la calidad de la adherencia.

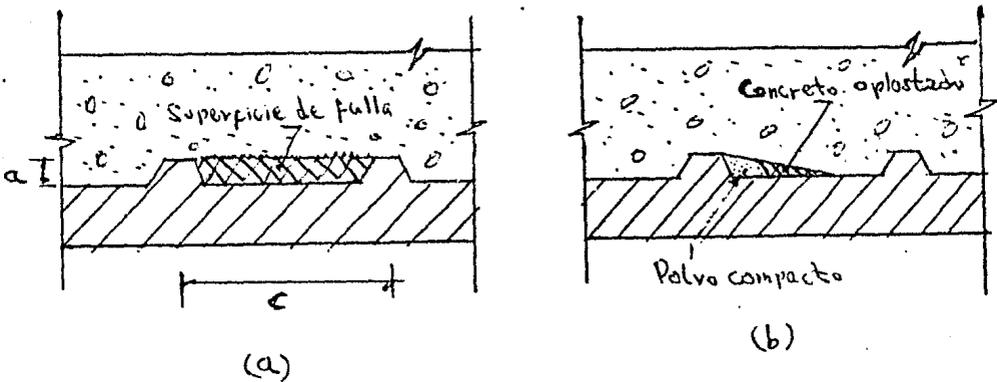


Fig. 11.16 Mecanismos de falla en las costillas de varilla corrugada. (a)  $a/c > 0.15$ , (b)  $a/c < 0.10$

### 11.3.2 LA POSICION DE LAS VARILLAS CON RESPECTO AL COLADO DEL CONCRETO QUE LAS RODEA.

La relación de carga-deslizamiento de adherencia, para las varillas corrugadas, está afectada primordialmente por el comportamiento del concreto que está inmediatamente frente a las costillas. La calidad del concreto en esta región depende de su posición relativa cuando se cuela. Como resultado, se puede formar una capa cuave y esponjosa de concreto bajo las

costillas. Cuando se deben desarrollar esfuerzos de apoyo de elevada intensidad contra dicha zona suave, pueden ocurrir grandes deslizamientos. El efecto de la posición de colado en la adherencia es todavía más severo para las varillas redondas comunes. Se espera que las varillas superiores de una viga tengan cualidades más pobres de adherencia que las varillas inferiores, ya que la ganancia del agua y aire es mayor bajo las varillas superiores. Además el movimiento descendente relativo del concreto que las rodea, provocado por el asentamiento de la mezcla fresca, puede ser grande. La cantidad de asentamiento que ocurra depende del grado de sangrado del concreto fresco y de la razón a la que se permita escapar al agua de la forma.

### 11.3.3 PERFILES DE VARILLAS Y CONDICIONES DE SU SUPERFICIE.

La variación en el ángulo entre la cara de la costilla y el eje de la varilla ( ángulo  $\alpha$  en la Fig. 11.15) no parece afectar la resistencia por adherencia, si este ángulo es mayor de  $70^\circ$ . Cuando el ángulo  $\alpha$  está entre  $45^\circ$  y  $70^\circ$ , las corrugaciones deben invertirse en dirección a cada lado o en los lados opuestos de las varillas. Pruebas especiales de extracción, utilizando especímenes de varillas con una sola costilla, indicaron que si el ángulo  $\alpha$  es mayor de  $40^\circ$ , la fricción entre la cara de la costilla y el concreto es suficiente para restringir el deslizamiento a lo largo de esta entrecara. Entonces es probable que el deslizamiento de la varilla sea principalmente atribuible al aplastamiento del concreto frente a las costillas de las varillas (vease la Fig. 11.16-b).

Por otra parte, si el ángulo  $\alpha$  es pequeño y la superficie lisa, el deslizamiento puede ocurrir a lo largo de la cara de la costilla, y esta tiende a empujar al concreto alejándolo de la varilla. Esta acción de cuña puede ser una causa principal de fisuración longitudinal a lo largo de la varilla.

No parece que los distintos grados de oxidación superficial o escamación ordinaria afecten adversamente las características de adherencia de las varillas corrugadas, si el peso unitario de un tramo limpio de varilla satisface los requerimientos mínimos de las especificaciones estándar. En pruebas de laboratorio Kemp y colaboradores, determinaron que no es necesario limpiar la superficie de la varilla antes de utilizarla en la construcción de concreto excepto que tenga grasas o

aceites que no permitan la adherencia necesaria entre la varilla y el concreto. Para un medio ambiente dado que provocó oxidación, el espesor de ésta será aproximadamente el mismo para todos los tamaños de varillas, por lo cual las de mayores diámetros con costillas más altas son menos afectadas por la oxidación.

#### 11.3.4 EL ESTADO DE ESFUERZOS EN EL CONCRETO CIRCUNDANTE.

En las secciones anteriores se examinaron las condiciones que prevalecen en la vecindad inmediata de una costilla de una varilla corrugada. Para permitir que se desarrolle la resistencia completa de una varilla, es necesario transmitir fuerzas de adherencia a través de numerosas costillas adyacentes, por lo que las condiciones de esfuerzos en el concreto circundante, fluctúan a lo largo de una varilla ahogada y afectan el rendimiento de la adherencia. No es posible obtener la resistencia por adherencia o anclaje de una varilla a partir de la suma simple de la resistencia por adherencia de un número dado de costillas individuales.

Como se ilustra en la Fig. 11.17, los esfuerzos en el concreto que rodea a una varilla corrugada induce grietas y deformaciones del concreto. Los esfuerzos de adherencia  $u$ , que se transmiten al concreto, sujetan al concreto de recubrimiento a tensión excéntrica. Las deformaciones del concreto, producto de los esfuerzos generados de esa manera, tienden a separar al concreto de éste acero en la proximidad de la grieta grande. Entonces se alcanza la resistencia a tensión de la adherencia entre el acero y el mortero, y el concreto que rodea a la varilla se separa del acero. También se pueden formar numerosas grietas secundarias internas que pueden no propagarse a la superficie externa del concreto.

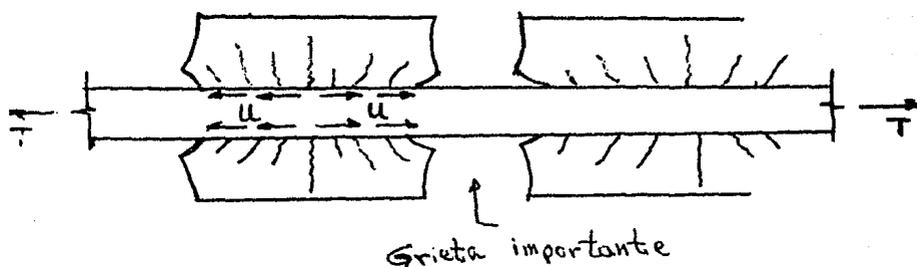


Fig. 11.17 Concreto deformado entre grietas transversales de un miembro en tensión.

En las varillas comunes se puede esperar que desaparezcan completamente los esfuerzos de adherencia donde haya ocurrido la separación entre el acero y el concreto. Con las varillas corrugadas, se deben transmitir las fuerzas de adherencia en esta área únicamente mediante apoyo de las costillas, como se indica en la Fig. 11.18. Parte de la tensión del concreto se pierde cuando una grieta primaria se abre cerca de la superficie de la varilla. Inyectando tinta entre la varilla y el concreto que la rodeaba se encontraron grietas secundarias inclinadas que radiaban desde cada costilla (vease Fig. 11.18). También se verificó experimentalmente la separación entre la varilla y el concreto en la proximidad de la grieta primaria.

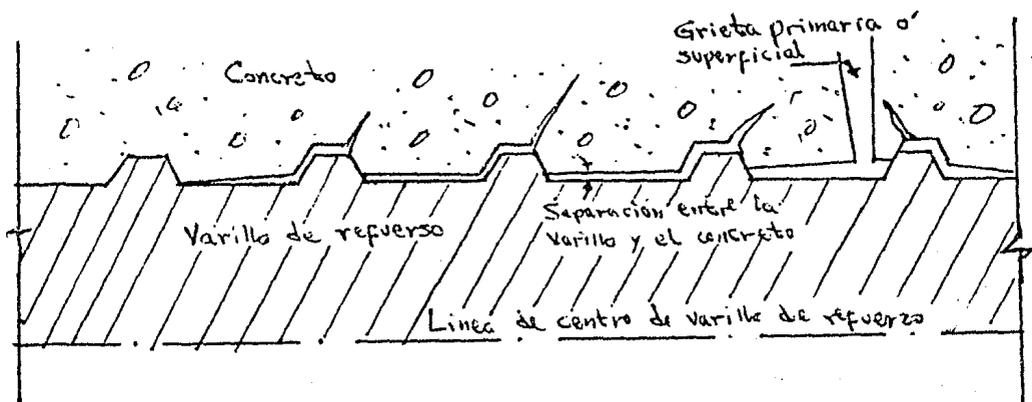


Fig. 11.18 Sección a través de una varilla de refuerzo y concreto, que muestra la separación que ocurre cerca de una grieta primaria.

Cuando el concreto se separa de alrededor de una varilla en una grieta primaria, aumenta la circunferencia de la superficie del concreto que anteriormente estaba en contacto con aquella; en consecuencia, se inducen esfuerzos perimetrales de tensión. Estos esfuerzos pueden conducir a grietas de fisuración longitudinal.

Cuando se está alcanzando la capacidad última en la transferencia de adherencia, hay aplastamiento frente a las costillas. El polvo de concreto compactado, que se extiende frente a la costilla, a una distancia hasta de tres veces la altura de ella, forma una cuña plana (Fig. 11.16-b) que tiende a apartar el concreto todavía más de la varilla. En consecuencia se generan esfuerzos adicionales a tensión perimetral que pueden producir una falla por fisuración.

El concreto que rodea a una varilla específica puede estar sujeto a esfuerzos distintos de los generados por adherencia debido a que participa en otras acciones estructurales. En la intersección de las vigas en los marcos de construcción, la compresión o tensión se induce transversalmente a las varillas. Análogamente, se puede inducir tensión transversal en el concreto alrededor de las varillas superiores de vigas que soportan losas continuas. Dichos esfuerzos transversales de tensión pueden conducir a agrietamiento prematuro a lo largo de las varillas principales y afectar adversamente su rendimiento de adherencia. Recíprocamente, la compresión transversal puede proporcionar confinamiento benéfico a las varillas ahogadas.

### 11.3.5 LA FALLA POR FISURACION.

En los casos en que se suministra longitud adecuada de ahogamiento en una masa grande de concreto; no es posible producir una falla de adherencia (extracción) con varillas corrugadas estándar. Más bien, la varilla se fractura en su extremo cargado. Sin embargo, en la mayoría de los componentes estructurales, el área del concreto que rodea una varilla o grupo de varillas es relativamente pequeño. En tal caso, el modo común de falla es la fisuración, ya que el concreto que las rodea no puede soportar los esfuerzos de tensión perimetral.

Un caso especialmente severo se origina en el claro a --

cortante de vigas, en que se puede inducir la fisuración a lo largo del refuerzo de flexión por la combinación de los siguientes eventos:

1.- Esfuerzos de tensión perimetral generados en la proximidad de cada grieta por flexión.

2.- Esfuerzos de tensión perimetral o transversal inducidos por la acción de cuña de las deformaciones y por el concreto comprimido en las costillas (Fig. II.16-b) cuando es necesario transferir grandes fuerzas de adherencia.

3.- Esfuerzos de tensión transversal debidos a la acción de dovela del refuerzo de flexión. Este evento está asociado con el desplazamiento a cortante a lo largo de las grietas diagonales. Gergely encontró que las fuerzas de dovela reducen la resistencia por adherencia, si no hay presión de confinamiento, lo que produce mayores deslizamientos para una carga dada. En la Fig. II.11 se muestra la viga con grietas de fisuración provocados por la acción de dovelas. Un grupo de varillas, especialmente cuando están espaciadas estrechamente, crea una situación más adversa que una sola varilla, como se ilustra en la Fig. II.12 que muestra grietas de fisuración típicas observadas.

#### II.3.6 CONFINAMIENTO.

Se puede restringir el ensanchamiento de las grietas de fisuración, si se puede confinar el concreto que rodea una varilla. En determinadas áreas, tal como los extremos apoyados simplemente de las vigas, normalmente se dispone de compresión transversal de la fuerza de reacción. La compresión transversal es benéfica al anclaje del refuerzo.

Se ha demostrado que un mayor recubrimiento de concreto produce cierta resistencia aumentada contra la fisuración. Sin embargo, el mejor rendimiento de adherencia no es proporcional al espesor del recubrimiento adicional. El recubrimiento adicional no proporciona protección contra un ancho excesivo de las grietas superficiales. En pruebas de laboratorio se vio que las varillas superiores de tamaño mediano parecen beneficiarse más del recubrimiento adicional. La influencia del recubrimiento se elimina cuando la acción de dovela afecta la adherencia.

Los estribos, especialmente cuando se espacian estrechamente, impiden la apertura de grietas que se forman a lo largo de las varillas ahogadas y permiten que se transmitan mayores fuerzas de adherencia. En muchos casos esto es posible solamente si se transmiten esfuerzos cortantes mediante la trabazón del agregado a través de las grietas de fisuración. Los estribos no pueden impedir las grietas de fisuración, que siempre se forman cuando se utilizan varillas grandes (v.gr. núm. 11 diámetro de 35.8 mm); pero permiten que la fricción se transfiera a lo largo de las grietas. Los estribos no parecen mejorar el control del ancho de las grietas, pero aseguran que ocurra un tipo más dúctil de falla por adherencia.

Cuando se sitúan empalmes en las zonas críticas, se puede requerir refuerzo especial en la forma de espirales o aros. El objetivo del confinamiento mediante compresión transversal o refuerzo transversal es impedir una falla a lo largo de una grieta de fisuración potencial y obligar, de ser necesario, una falla por cortante (Fig. 11.16-a), que está asociada con la máxima resistencia por adherencia posible. Las varillas más grandes se beneficiarían más del confinamiento que las más pequeñas.

### 11.3.7 CARGAS REPETIDAS Y CICLICAS ALTERNADAS.

Cuando se aumenta la fuerza a tensión en una varilla y se rompe la adherencia entre el acero y el concreto, ocurre cierto deslizamiento friccional antes de que se movilice la capacidad de apoyo total en una costilla. Después de retirar la carga de una varilla, se desarrolla resistencia friccional negativa, que explica parte de la tensión residual en la varilla y la compresión correspondiente en el concreto que la rodea. La deformación inelástica en la proximidad de las costillas, el microagrietamiento en el concreto y la liberación de las deformaciones de constracción produce cierto deslizamiento permanente, cuya magnitud depende primordialmente de la intensidad de la carga aplicada previamente. Por esta razón, las grietas formadas durante el tensado de una varilla no se cierran completamente después de que se elimina la carga. Bajo cargas repetidas, la resistencia friccional disminuye y produce un deterioro de la rigidez del mecanismo de adherencia. Las - - -

consecuencias del deterioro de adherencia en una área de momento constante no son serias, ya que solamente afectan la rigidez y anchos de las grietas. El comportamiento de la zona de anclaje bajo carga repetida es mucho más importante, debido a que puede afectar la resistencia. Sujutando varillas del núm. 6 (19 mm. de diámetro) a cargas repetidas estáticas y dinámicas en pruebas de extracción excéntrica, Perry y Jundi encontraron que ocurría una redistribución gradual de los esfuerzos de adherencia de los extremos cargados a los descargados de las probetas. En sus pruebas, se alcanzó 80% de la resistencia estática última para varios cientos de ciclos de carga.

Durante los sismos pueden ocurrir cedencia alternada en tensión y compresión de una sección crítica, tal como en una entrecara de una junta columna-viga. La pérdida gradual de adherencia puede significar una penetración de la cedencia a la zona de anclaje, disminuyendo drásticamente la longitud de desarrollo efectivo, disponible para absorber la resistencia de cedencia de la varilla.

#### 11.4 ADHERENCIA POR FLEXION

##### 11.4.1 CALCULO DE LOS ESFUERZOS DE ADHERENCIA POR FLEXION.

En la sección 11.2 se señaló que los esfuerzos de adherencia varían mucho a lo largo de las varillas y que los esfuerzos máximos se presentan en las zonas vecinas a las grietas de tensión. Los esfuerzos,  $u$ , calculados con las Ecs. 11.1 y 11.6 son esfuerzos promedio que toman en cuenta tanto el efecto local del agrietamiento, como el efecto del incremento de esfuerzos en la varilla a lo largo de la longitud de desarrollo,  $l_d$ .

Por lo general, el efecto local del agrietamiento es más importante que el efecto del incremento de esfuerzos en la varilla, excepto posiblemente en zonas en que la fuerza cortante,  $V$ , alcanza su valor máximo. En estas zonas, el momento flexionante varía muy rápidamente (porque  $V = d_m / d_x$ ) y por lo tanto, también varían rápidamente los esfuerzos de tensión en el refuerzo produce esfuerzos de adherencia por flexión. No existe evidencia experimental para determinar si la magnitud de los esfuerzos de adherencia que se desarrollan en zonas

vecinas a grietas de tensión en el concreto. Sin embargo, el concepto de adherencia por flexión se utilizó durante mucho tiempo como única medida de los esfuerzos de adherencia, y hasta la fecha, en algunos reglamentos de construcción se conservan especificaciones al respecto.

El procedimiento de diseño usual es determinar el número y el tamaño de las varillas, de acuerdo con el momento flexionante; una vez hecho esto, se calcula el esfuerzo de adherencia en la sección crítica, para determinar si se excede o no el esfuerzo permisible. Si se encuentra que el esfuerzo real es mayor que el permisible, puede ser necesario utilizar un mayor número de varillas más pequeñas, obteniéndose así un área transversal equivalente, pero ofreciendo una mayor superficie para resistir los esfuerzos de adherencia.

Para el desarrollo de una fórmula que se utilizará en el cálculo de los esfuerzos de adherencia se usará la Fig. 11.19, y la siguiente notación:

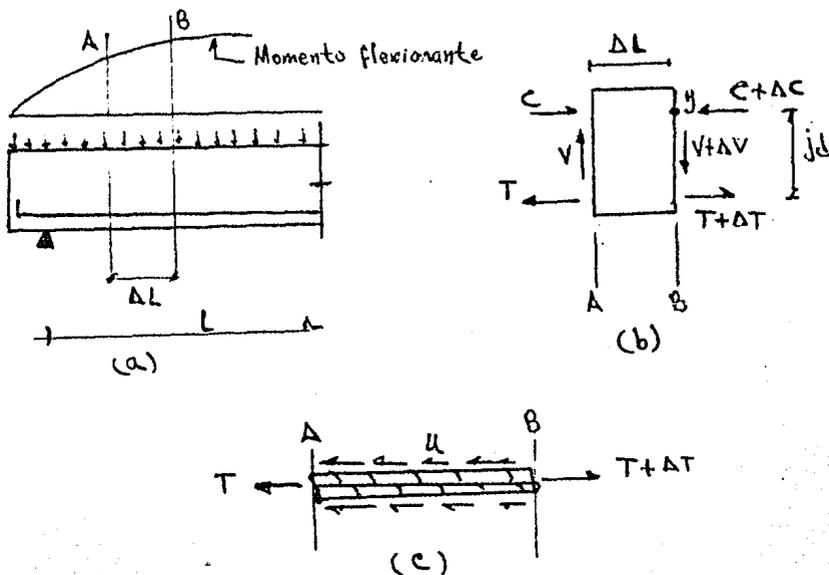


Fig. 11.19 Adherencia por flexión.

$u$  = esfuerzo de adherencia por unidad de área superficial de la varilla, en  $\text{Kg/cm}^2$ .

V= Cortante vertical total, en Kg. Este es usualmente el valor máximo, tomado en la cara de los apoyos.

J= El coeficiente apropiado de la tabla 11.1 ó 11.2 según el reglamento del que se disponga para el diseño.

d= Peralte efectivo de la viga, en cm,

$\Sigma_o$  = Suma de los perímetros de todas las varillas horizontales de refuerzo por tensión en la sección considerada, en cm.

Consultando la Fig. 11.19-b y tomando momentos respecto al punto, y, tenemos:

$$VAL + T j_d - (T+AT) j_d = 0 \therefore$$

$$VAL = j_d AT \text{ --- (11.9)}$$

Nótese que AT es la fuerza que tiende a sacar del concreto al pequeño tramo de acero de refuerzo; el área superficial del refuerzo que ofrece resistencia es igual a su perímetro total multiplicado por la longitud, o sea  $\Sigma_o AL$ . Si, u, es el esfuerzo de adherencia por unidad de área,  $\Sigma_o AL u$  es la fuerza que resiste la tendencia del refuerzo a deslizarse fuera del concreto. Entonces de la Fig. 11.19-c haciendo un equilibrio de fuerzas  $(T+AT) - (\Sigma_o \cdot AL u) - T = 0 \therefore AT = \Sigma_o AL u$  ecuación 11.10 .

Substituyendo el valor de AT en la ecuación 11.9 tenemos:

$$VAL = j_d \Sigma_o AL u \therefore$$

$$u = V / j_d \Sigma_o \text{ --- (11.11)}$$

Esta ecuación permite calcular los esfuerzos de adherencia por flexión en cualquier sección de un elemento cuando se conoce la fuerza cortante en esa sección. Indica que cuando la razón de cambio del momento flexionante externo (por ejemplo la fuerza cortante) es alta, el esfuerzo de adherencia por flexión también puede exhibir alta intensidad. Sin embargo, --

simplifica grandemente la situación, y ni siquiera predice con aproximación la magnitud del esfuerzo real de adherencia, lo que se debe a que la presencia de grietas en el concreto, a intervalos discretos a lo largo de un miembro, produce esfuerzos adicionales de adherencia debidos a la tensión que transmite el concreto entre las grietas. Incluso cuando la fuerza cortante es cero (región de momento flexionante constante), se desarrolla un esfuerzo de adherencia. Sin embargo, se ha observado que si se dispone de longitud de anclaje suficiente para las varillas, no ocurre la falla originada en el esfuerzo de adherencia por flexión. Las consideraciones de adherencia por flexión requieren que se verifique la longitud de anclaje en las regiones de los miembros donde el momento flexionante es cero (en los soportes simples y en puntos de inflexión). En tales regiones, el área del acero a tensión puede ser pequeña y la fuerza cortante grande, lo cual produce elevados esfuerzos de adherencia por flexión.

#### 11.4.2 CALCULO DE COEFICIENTES UTILIZADOS EN LA FORMULA DE ESFUERZOS DE ADHERENCIA.

El factor,  $j$ , se puede calcular mediante la fórmula

$$J = 1 - \frac{K}{3} \quad \text{--- (11.12)}$$

en donde  $K = \frac{N}{N + f'_s / f'_c}$  y  $N = \frac{E_s}{E_c}$

$f'_s$  = esfuerzo permisible a tensión del acero según los reglamentos, en Kg./cm<sup>2</sup>.

$f'_c$  = esfuerzo permisible a compresión del concreto según los reglamentos, en Kg./cm<sup>2</sup>.

$E_s$  = modulo de elasticidad del acero, en Kg./cm<sup>2</sup>.

$E_c$  = Modulo de elasticidad del concreto a compresión, en Kg./cm<sup>2</sup>; su magnitud depende de la calidad del concreto.

Según el reglamento de construcción del D.D.F.

$$f_s = 0.50 f_y$$

$$f'_c = 0.45 f'_c$$

$$E_c = 10,000 \sqrt{f'_c} \quad \text{para concretos de peso normal}$$

(mayor o igual a 2,000 Kg/m<sup>3</sup>)

$$E_s = 2 \times 10^6 \quad \text{para acero de refuerzo ordinario}$$

N = relación de los módulos de elasticidad del acero y del concreto. Se puede redondear al número entero más próximo y no se tomará menor de 6.

Según el Reglamento del ACI-318-77

Valores de  $f_s$

a) Refuerzo del grado 28 y grado 35 1400 Kg/cm<sup>2</sup>

b) Refuerzo del grado 42 o mayor y malla de alambre soldado (liso o corrugado) 1700 Kg/cm<sup>2</sup>

c) Para refuerzo sujeto a flexión, del # 3 o menor, en losas en una dirección de no más de 3.50 m de claro. 0.5  $f_y$

pero no mayor de 2100 Kg/cm<sup>2</sup>

$$f'_c = 0.45 f'_c$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \quad \text{para acero de refuerzo ordinario}$$

$$E_c = 4270 W_c^{1.55} \sqrt{f'_c} \quad \text{Para valores de } W_c \text{ comprendidos entre-}$$

1.4 y 2.5 Ton/m<sup>3</sup>,  $f'_c$  en Kg/cm<sup>2</sup>

$$E_c = 15,000 \sqrt{f'_c} \quad \text{Para concreto de peso normal}$$

(W = 2,3 Ton/m<sup>3</sup>)

TABLA 11.1 SEGUN VALORES DEL REGLAMENTO DEL D.D.F. -77

$$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$f'_c$	$f_s$	$f_c$	$E_s$	$E_c$	$f_s/f_c$	N	K	J
150	1400	67	$2 \times 10^6$	122,474	21	16	0.430	0.860
175	1400	79	$2 \times 10^6$	132,288	18	15	0.450	0.850
200	1400	90	$2 \times 10^6$	141,421	16	14	0.470	0.840
210	1400	94	$2 \times 10^6$	144,914	15	14	0.480	0.840
250	1400	112	$2 \times 10^6$	158,114	12	13	0.52	0.830
300	1400	135	$2 \times 10^6$	173,205	10	12	0.55	0.820

$$f_y = 3200 \text{ Kg/cm}^2$$

$f'_c$	$f_s$	$f_c$	$E_s$	$E_c$	$f_s/f_c$	N	K	J
150	1600	67	$2 \times 10^6$	122,474	24	16	0.40	0.87
175	1600	79	$2 \times 10^6$	132,288	20	15	0.42	0.86
200	1600	90	$2 \times 10^6$	141,421	18	14	0.43	0.85
210	1600	94	$2 \times 10^6$	144,914	17	14	0.45	0.85
250	1600	112	$2 \times 10^6$	158,114	14	13	0.48	0.84
300	1600	135	$2 \times 10^6$	173,205	12	12	0.50	0.83

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$f'_c$	$f_s$	$f_c$	$E_s$	$E_c$	$f_s/f_c$	N	K	J
150	2100	67	$2 \times 10^6$	122,474	31	16	0.34	0.88
175	2100	79	$2 \times 10^6$	132,288	27	15	0.35	0.88
200	2100	90	$2 \times 10^6$	141,421	23	14	0.37	0.87
210	2100	94	$2 \times 10^6$	144,914	22	14	0.38	0.87
250	2100	112	$2 \times 10^6$	158,114	19	13	0.40	0.86
300	2100	135	$2 \times 10^6$	173,205	16	12	0.42	0.86

TABLA 11.2 SEGUN EL REGLAMENTO ACI- 318-77

$f'_c$	$f_s$	$f_c$	$E_s$	$E_c$	$f_s/f_c$	N	K	J
150	1400	67	$2 \times 10^6$	183,712	21	11	0.34	0.88
175	1400	79	$2 \times 10^6$	198,431	18	10	0.36	0.88
200	1400	90	$2 \times 10^6$	212,132	16	9	0.36	0.88
210	1400	94	$2 \times 10^6$	217,371	15	9	0.37	0.87
250	1400	112	$2 \times 10^6$	237,171	12	8	0.40	0.87
300	1400	135	$2 \times 10^6$	259,808	10	8	0.44	0.85

$f'_c$	$f_s$	$f_c$	$E_s$	$E_c$	$f_s/f_c$	N	K	J
150	1700	67	$2 \times 10^6$	183,712	25	11	0.30	0.90
175	1700	79	$2 \times 10^6$	198,431	22	10	0.31	0.89
200	1700	90	$2 \times 10^6$	212,132	19	9	0.32	0.89
210	1700	94	$2 \times 10^6$	217,371	18	9	0.33	0.89
250	1700	112	$2 \times 10^6$	237,171	15	8	0.35	0.88
300	1700	135	$2 \times 10^6$	259,808	13	8	0.38	0.87

$f'_c$	$f_s$	$f_c$	$E_s$	$E_c$	$f_s/f_c$	N	K	J
150	2100	67	$2 \times 10^6$	183,712	31	11	0.26	0.91
175	2100	79	$2 \times 10^6$	198,431	27	10	0.27	0.91
200	2100	90	$2 \times 10^6$	212,132	23	9	0.28	0.91
210	2100	94	$2 \times 10^6$	217,371	22	9	0.29	0.90
250	2100	112	$2 \times 10^6$	237,171	19	8	0.30	0.90
300	2100	135	$2 \times 10^6$	259,808	16	8	0.33	0.89

### 11.4.3 CALCULO DE ESFUERZOS PERMISIBLES MAXIMOS DE ADHERENCIA EN VARILLAS CORRUGADAS.

El esfuerzo permisible máximo de adherencia para varillas corrugadas en tensión que cumplan con la norma ASTM A - 305 es de  $2.3\sqrt{f'c}/D$  para varillas del lecho superior, pero no mayor de 25 Kg/cm<sup>2</sup>. Las varillas del lecho superior, por lo que se refiere a adherencia, son aquellas varillas horizontales colocadas de tal manera que se cuelan más de 30 cm. de concreto por debajo de ellas, en el miembro en cuestión. Para varillas que no sean del lecho superior, dicho esfuerzo es de  $3.2\sqrt{f'c}/D$  pero no mayor de 35 Kg/cm<sup>2</sup>; para todas las varillas corrugadas a compresión, el esfuerzo permisible es de  $1.7\sqrt{f'c}$ , pero no mayor de 28 Kg/cm<sup>2</sup>. En todas las expresiones, D, es el diámetro nominal de la varilla, en cm.

TABLA 11.3 ESFUERZOS PERMISIBLES DE ADHERENCIA PARA VARILLAS CORRUGADAS SUJETAS A TENSION.

Varillas del lecho Superior							Varillas que no sean del Lecho Superior					
$U_p = \frac{2.3\sqrt{f'c}}{D}$							$U_p = \frac{3.2\sqrt{f'c}}{D}$					
(no debe exceder de 25Kg/cm <sup>2</sup> + de 30 cm. de concreto por debajo de ellas.)							(no debe exceder de 35 Kg./cm <sup>2</sup> )					
Varilla	f'c Kg/cm <sup>2</sup>						f'c Kg/cm <sup>2</sup>					
No.	150	175	200	210	250	300	150	175	200	210	250	300
2	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5
3	25	25	25	25	25	25	35	35	35	35	35	35
4	22	24	25	25	25	25	31	33	35	35	35	35
5	18	19	20	21	23	25	25	27	28	29	32	35
6	15	16	17	17	19	21	21	22	24	24	26	29
7	13	14	15	15	16	18	18	19	20	21	23	25
8	11	12	13	13	14	16	15	17	18	18	20	22
9	10	11	11	12	13	14	14	15	16	16	18	29
10	9	10	10	10	11	13	12	13	14	15	16	17
11	8	9	9	10	10	11	11	12	13	13	14	16

\* Todas las varillas son corrugadas, con excepción de la # 2 que es Lisa.

**11.4.4 NUMERO REQUERIDO DE VARILLAS PARA SATISFACER LOS ESFUERZOS DE ADHERENCIA.**

En el diseño se determina primero el área de acero,  $A_s$ , de acuerdo con los esfuerzos de flexión y después se revisa -- el esfuerzo así calculado, para ver si los esfuerzos de adherencia no exceden los esfuerzos permisibles dados en la tabla -- 11.3. Es posible establecer relaciones entre el área requerida para resistir el momento flexionante y el diámetro de las -- varillas seleccionadas para satisfacer los requisitos de adherencia .

Su número y tamaño pueden encontrarse por medio de un procedimiento de aproximaciones sucesivos, pero el siguiente -- método ahorra tiempo y cálculos innecesarios. Sabemos que :

$$u = \frac{V}{\sum_0 Jd} \quad \text{y que} \quad u = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D}$$

para varillas del lecho superior y

$$u = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{D} \quad \text{Para varillas que no son del Lecho Superior}$$

Sea  $N$  = número de varillas con un diámetro igual a  $D$  cm, entonces.

$\sum_0 = \pi ND$ , por lo que igualando los esfuerzos tenemos :

Para varillas de Lecho Superior

$$\frac{V}{\sum_0 Jd} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} \quad \text{Substituyendo} \quad \sum_0 = \pi ND$$

$$\frac{V}{N \pi D Jd} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} \quad N = \frac{V}{2.3(3.1416) Jd \sqrt{f'c}}$$

$$N = \frac{V}{d 7.23 j \sqrt{f'c}} \quad \text{Haciendo} \quad Q_1 = 7.23 j \sqrt{f'c}$$

$$N = V/d Q_1 \quad \text{--- -- -- -- -- ( 11.13)}$$

Para varillas que no son de Lecho Superior

$$\frac{V}{\epsilon_o J d} = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{D}, \quad N = \frac{V}{\phi J d} = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{\phi}$$

$$N = \frac{V}{(3.2)(3.1416)dJ\sqrt{f'c}}, \quad N = \frac{V}{d 10.05 J \sqrt{f'c}}$$

haciendo  $Q_2 = 10.05 J \sqrt{f'c}$

$$N = V / d Q_2 \quad \text{--- ( 11.14)}$$

El factor Q depende de las diferentes resistencias del concreto y del acero .

TABLA 11.4 VALORES DE Q PARA SER USADO EN LAS FORMULAS 11.13 y 11.14 USADAS PARA DETERMINAR EL NUMERO REQUERIDO DE VARILLAS POR ESFUERZOS DE FLEXION.

f'c	J	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	f'c	J	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>
150	0.86	76	106	250	0.83	95	132
150	0.87	77	107		0.84	96	133
150	0.88	78	108		0.86	98	137
150	0.90	80	111		0.87	99	138
150	0.91	81	112		0.88	101	140
175	0.85	81	113		0.90	103	143
	0.86	82	114	300	0.82	103	143
	0.88	84	117		0.83	104	144
	0.89	85	118		0.85	106	148
	0.91	87	121		0.86	108	150
200	0.84	86	119		0.87	109	151
	0.85	87	121		0.89	111	155
	0.87	89	124				
	0.88	90	125				
	0.89	91	126				
	0.91	93	129				
210	0.84	88	122				
	0.85	89	124				
	0.87	91	127				
	0.89	93	130				
	0.90	94	131				

## 11.5 EL ANCLAJE DE LAS VARILLAS

### 11.5-1 ANCLAJE O LONGITUD DE DESARROLLO

Una varilla se debe extender a una distancia,  $l_d$ , más allá de cualquier sección a la que se refiere para desarrollar una fuerza dada, en donde se requiere la distancia  $l_d$  para transmitir la fuerza de la varilla al concreto por adherencia. A esta longitud  $l_d$ , se le conoce como la longitud de anclaje o longitud de desarrollo de un valor a otro a lo largo de la longitud de desarrollo. Por lo general es posible desarrollar toda la resistencia a tensión de una varilla corrugada en una sección, supuesto que la varilla se extiende en el concreto a distancia suficiente más allá de la misma sección. La longitud de desarrollo es una consideración en las secciones de momento máximo a lo largo de una viga y donde se corta una varilla vecina. No siempre se puede determinar con gran precisión el punto más allá del cual se requiere una longitud de desarrollo recta. Por esta razón, se debe dar una tolerancia liberal, además del corrimiento del momento flexionante mencionado en la Fig. 11.27. Para establecer los puntos de referencia desde los cuales se debe medir la longitud de desarrollo. La longitud de desarrollo es directamente proporcional a la fuerza que se debe desarrollar e inversamente proporcional a la resistencia a tensión del concreto, ya que estos dos factores controlan la fisuración del concreto.

El ensaye de extracción permite determinar la longitud de desarrollo de varillas ahogadas en una masa de concreto y da una idea de los esfuerzos de adherencia en una viga. Sin embargo, el comportamiento en adherencia de vigas de concreto reforzado es diferente al observado en ensayes de extracción, principalmente porque la masa de concreto en un espécimen de extracción se encuentra sujeta a esfuerzos de compresión. Mientras que una viga, el concreto tiene esfuerzos y grietas de tensión que producen un efecto desfavorable como se vió en la sección 11.2.2. Se ha definido anteriormente la longitud de desarrollo como la distancia entre dos secciones de una varilla de refuerzo, con fuerzas de tensión diferentes. También se ha visto anteriormente que en la longitud de desarrollo actúan esfuerzos de adherencia que equilibran la diferencia entre las fuerzas de tensión de la varilla.

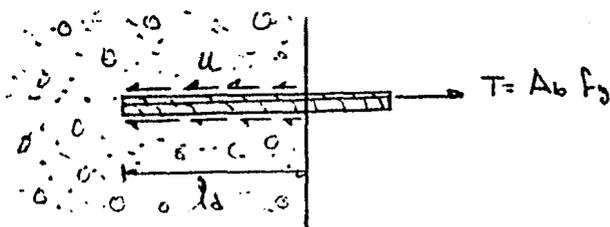


Fig. 11.20 Generación de Anclaje y adherencia por flexión.

de la Fig: 11.20 tenemos:

El área transversal de una varilla redonda es igual a  $A_b = \pi d_b^2 / 4$  y por consiguiente la tensión total en la varilla es  $T = f_y \frac{\pi d_b^2}{4}$ .

El perímetro de un círculo es igual a  $\pi d$ , por lo tanto, el área superficial de la varilla ahogada es de  $\pi d_b l_d$  que multiplicado por el esfuerzo de adherencia  $u$  nos da la fuerza de adherencia del refuerzo que está ahogado en la longitud de desarrollo por lo tanto la fuerza es igual a  $\pi d_b l_d u$ .

Como la fuerza de adherencia debe ser igual a la fuerza de tensión, por equilibrio de fuerzas tenemos:

$$\pi d_b l_d U = f_y \frac{\pi d_b^2}{4} \quad \text{despejando } l_d$$

tenemos que la longitud de desarrollo es:

$$l_d = \frac{d_b f_y}{4 U} \quad \text{--- (11.15).}$$

Para evitar fallas por adherencia, que son de un tipo frágil, la varilla de refuerzo debe alcanzar su límite de fluencia,  $f_y$ .

Por medio de ensayos de extracción, de vigas y de elementos con varillas traslapadas, se han obtenido esfuerzos - promedios de adherencia,  $u$ , que para varillas en tensión se - pueden representar en forma general con la ecuación:

$$u = k\sqrt{f'c}/d_b \text{ - - - - - (11.16)}$$

En estas ecuaciones,  $k$ , es una constante que depende del tipo de varilla (lisa o corrugada), del tamaño (el valor de  $k$  es menor para varillas de gran tamaño), de la posición - (lecho superior o inferior), del tipo de espécimen de ensaye (extracción, viga o traslape) y de otras variables de menor - importancia. El término  $d_b$  es el diámetro de la barra.

Substituyendo las ecuaciones II.16 y II.17 en la -- ecuación II.15 respectivamente tenemos:

Para varillas en tensión:

$$l_d = \frac{d_b f_y}{4 k \sqrt{f'c}} \text{ de donde } l_d = \frac{d_b^2 f_y}{4 k \sqrt{f'c}}$$

Como  $A_b = \frac{\pi d_b^2}{4}$  multiplicando y dividiendo por  $\pi$

$$l_d = \frac{d_b^2 \pi f_y}{4 \pi k \sqrt{f'c}}$$

de donde  $l_d = \frac{A_b f_y}{\pi k \sqrt{f'c}} \text{ - - - - - (II.18)}$

Para varillas en compresión

$$l_d = \frac{d_b f_y}{4 k \sqrt{f'c}} \quad l_d = \frac{\pi d_b^2}{4} \frac{f_y}{\pi d_b k \sqrt{f'c}}$$

$$l_d = \frac{A_b f_y}{\pi d_b k \sqrt{f'c}} \text{ - - - - - (II.19)}$$

En las tabla 11.6, 11.7 y 11.8 se presentan valores- que han sido propuestos para estimar en distintos casos (se-- gún el reglamento ACI-318-77) las longitudes de desarrollo,- los cuales se obtuvieron a partir de valores de  $k$  determina-- dos experimentalmente.

En una estructura dada, la longitud de desarrollo a - ambos lados de una sección de esfuerzos máximos en la varilla debe ser igual o mayor que la longitud de desarrollo especi-- ficada por los distintos reglamentos de construcción. En - - otras palabras, debe proporcionarse una longitud de anclaje o desarrollo a partir de todas las secciones donde se presentan esfuerzos máximos en el acero. En general, son secciones crí-- ticas las de momentos máximos y aquellos donde se corta o - se dobla el acero de refuerzo.

El caso más frecuente de revisión de longitudes de de-- sarrollo se presenta en vigas continuas. En estas vigas se -- tienen momentos negativos en los apoyos y momentos positivos-- en el centro del claro Fig. 11.21 . El refuerzo se coloca en-- las zonas en que los momentos producen esfuerzos de tensión,- o sea, en el lecho superior de la viga, donde el momento es -- negativo, y en el lecho inferior, donde el momento es positivo. Basta considerarse por ahora, para ilustrar los problemas de ▽ desarrollo o anclaje, que el refuerzo negativo puede teórica - mente cortarse o interrumpirse en el punto de inflexión Fig. 11.21, ya que más allá de este punto no se requiere para re-- sistir esfuerzos de tensión. En la práctica, nunca se corta - el refuerzo exactamente en el punto de inflexión, por razones que se indicaran posteriormente. Sin embargo, para fines de - exposición se supondrá aquí que si se corta en dicho punto .-

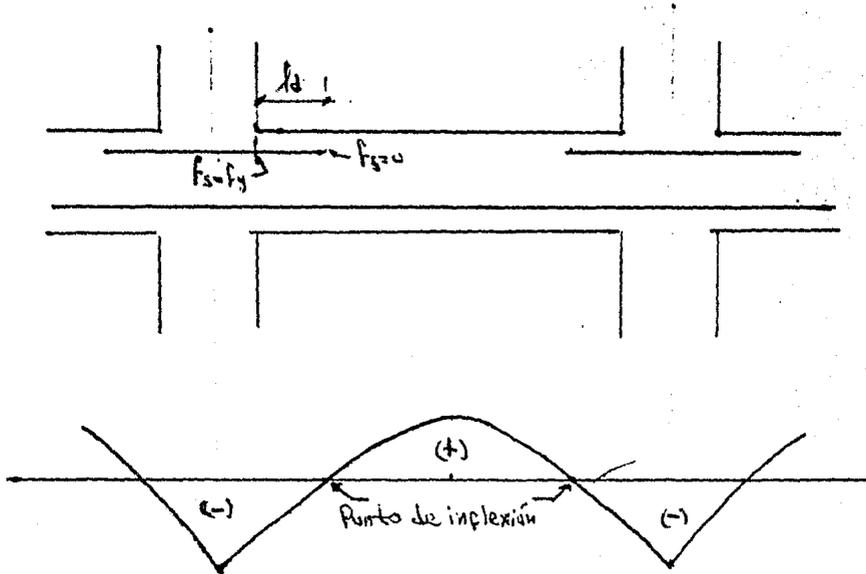


Fig. II.21 Longitud de desarrollo en el refuerzo negativo.

Si el refuerzo se corta en el punto de inflexión, los esfuerzos en las varillas tienen que desarrollarse desde, hasta  $f_y$ , en la longitud comprendida entre el punto de inflexión y la cara del apoyo Fig. 11.21. Esta es la longitud de desarrollo, similar a la del espécimen de ensaye de la Fig. 11.9. para evitar fallas de adherencia, esta longitud debe ser mayor o igual que la calculada según los reglamentos de construcción 11.7, 11.8 y 11.9. Cuando la longitud del refuerzo negativo es menor que la longitud de desarrollo, se puede cambiar a varillas de menor diámetro, con lo cual se disminuye la longitud de desarrollo necesario.

Otra solución consiste en prolongar el refuerzo negativo más allá del punto de inflexión y medir la longitud de desarrollo desde el extremo de las varillas.

Esta prolongación recibe el nombre de anclaje final.

En la Fig. 11.22 se ilustra este concepto. Existe alguna evidencia experimental de que el anclaje es un poco menos eficiente cuando se incluye una longitud de anclaje final como parte de la longitud de desarrollo. La revisión del refuerzo positivo se acostumbra hacer como se indica en el reglamento ACI-318-77 sección 11.7.11. Se mencionó anteriormente --

que las varillas de refuerzo no se cortan nunca exactamente - en las secciones en que dejan de ser necesarias de acuerdo - con los diagramas teóricos de momento flexionante. Para efectos de detalles del refuerzo y de revisión de longitud de desarrollo, los reglamentos recomiendan considerar que los diagramas de momento se desplazan una cantidad que se hace depender generalmente del peralte del elemento y del diámetro de las varillas .

El desplazamiento de los diagramas de momentos se recomiendan en virtud de la incertidumbres que se tienen sobre la magnitud y distribución de las cargas actuantes, de las aproximaciones usuales en el análisis estructural, de los efectos de los asentamientos diferenciales de los apoyos y de otros efectos similares. Estas recomendaciones son válidas para vigas de dimensiones usuales. Para vigas de gran peralte deben seguirse las recomendaciones propias para este tipo de vigas.

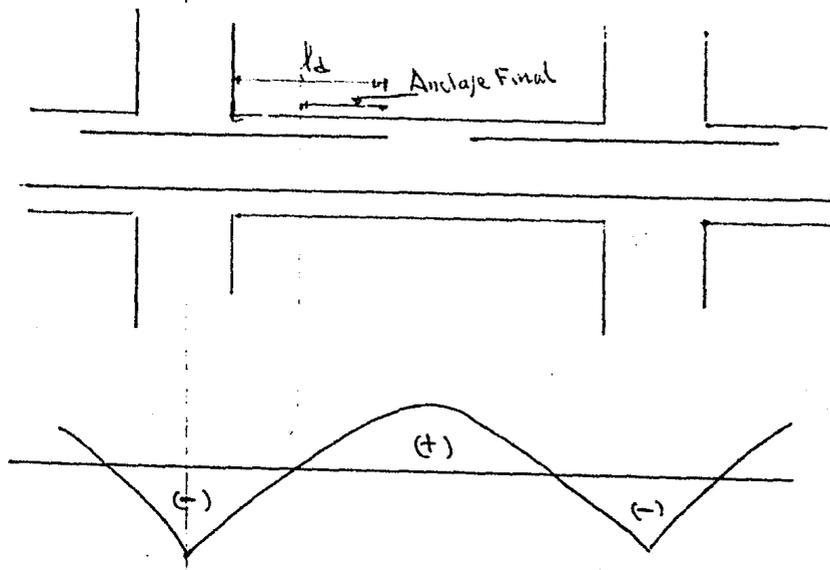


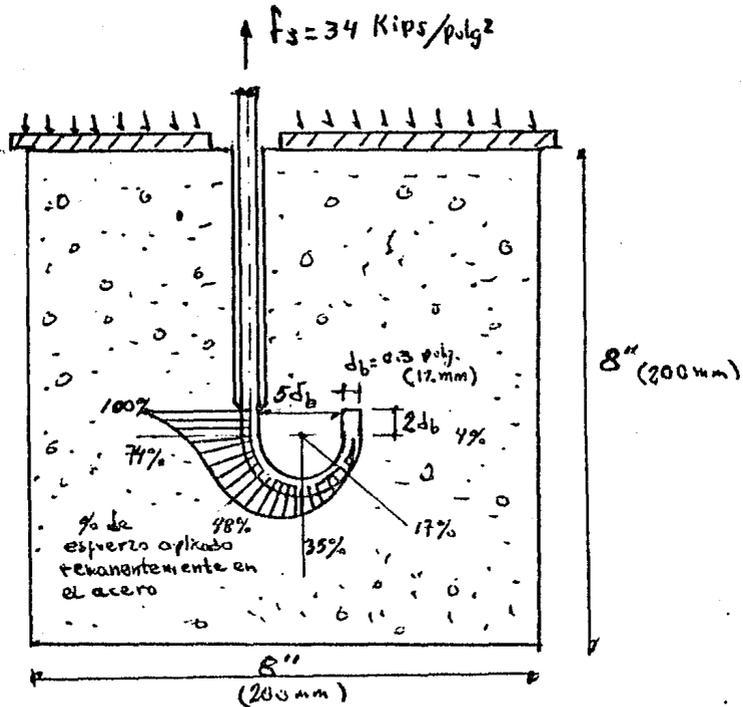
Fig. 11.22 Anclaje Final

## 11.5.2 ANCLAJE DE GANCHO PARA VARILLAS CON TENSION

En ocasiones no se dispone de suficiente espacio para alojar la longitud de desarrollo requerida. Se suele en estos casos hacer dobleces en el extremo de la varilla, de manera que se formen ganchos o escuadras. Si estos ganchos o escuadras reúnen determinadas características geométricas se denominan ganchos estandar.

Los pioneros del concreto estructural reconocieron que los anclajes de ganchos para varillas redondas lisas tienen ventajas claras. En las pruebas de extracción diseñadas específicamente para obtener la resistencia de anclajes de ganchos, se eliminó la adherencia a lo largo de la porción recta de la varilla frente al gancho Fig. 11.23. Las relaciones de carga-deslizamiento obtenidas de esas pruebas indican las cargas utilizables de anclaje disponibles de distintos tipos de ganchos. El deslizamiento se mide en el punto en que la varilla entra al concreto. Para varillas corrugadas, la distribución de deformaciones en el acero, medida a lo largo del gancho en semejantes pruebas, revela que la fuerza de la varilla se transfiere rápidamente al concreto y que generalmente la porción recta que sigue al gancho es inefectiva (vease Fig- 11.23). Para varillas lisas, los esfuerzos de tensión se reducen más lentamente a lo largo del gancho; en consecuencia, se puede obtener resistencia adicional de anclaje extendiendo la porción recta de la varilla que sigue al gancho.

La resistencia útil de un gancho también está relacionada con un deslizamiento aceptable en el extremo cargado. Si no ocurre falla de fisuración en el plano del gancho, el deslizamiento parece ser la norma. Los mayores esfuerzos de apoyo en el concreto se desarrollan a lo largo de la parte interior del gancho, cerca de la parte cargada de la varilla. En consecuencia, en estas áreas, las propiedades del concreto que rodea a las varillas, tales como la porosidad y resistencia, pueden afectar apreciablemente el deslizamiento para cualquier carga dada.



**Fig. 11.23** Prueba de extracción para varillas corrugadas con gancho.

Las pruebas de extracción de Rehm de anclajes enganchados también demostraron que un doblez con una vuelta de menos de  $180^\circ$  no proporciona necesariamente un anclaje superior con respecto a una varilla recta de la misma longitud. Cuando se aprecia que un doblez introduce concentraciones de esfuerzos y consecuentemente grandes deformaciones locales en el concreto, que a su vez conducen a mayor deslizamiento en el extremo cargado de una varilla doblada empotrada, no es de sorprender que la varilla vertical recta proporcione el mejor rendimiento para la misma longitud de varilla empotrada. Las diferencias en el rendimiento entre distintos ángulos de doblez se hacen menos significativas cuando el jalón en la varilla es contra la dirección del colado del concreto, ya que en este caso las varillas ancladas se apoyan contra el concreto que no está afectado por la ganancia de agua y la sedimentación.

Una menor curvatura de la varilla en un dobléz o gancho significa menor concentración de cargas, y en consecuencia un menor deslizamiento en el extremo cargado del anclaje. Por lo tanto, un gancho de diámetro grande transmite una carga mayor para un deslizamiento aceptable dado. Cuando se dobla una varilla alrededor de una varilla transversal, como sucede en los anclajes de estribo, se pueden desarrollar esfuerzos de tensión de 10 a 30% mayores para la misma cantidad de deslizamiento. Sin embargo, este beneficio solo se puede obtener si existe contacto directo entre el gancho y la varilla transversal. Bajo condiciones locales normales, no se puede asegurar el contacto entre los estribos y el esfuerzo principal de la viga. Además en la proximidad del punto de contacto entre un estribo y una varilla longitudinal, se puede esperar cierto deterioro en la calidad del concreto. Es probable que estos dos factores conduzcan a mayores deslizamientos a esfuerzos relativamente bajos en el estribo. El efecto de este deslizamiento en el ancho de las grietas diagonales y en la participación de los estribos en la resistencia a cortante, especialmente en las vigas poco peraltadas, puede ser significativo. Para un deslizamiento dado en los tipos usuales de concreto, la capacidad del gancho es proporcional a la resistencia del concreto.

Los experimentos en la Universidad Técnica de Munich determinaron la siguiente relación:

$$f_s^* = K_h f'_{cu} \text{ --- (11.20)}$$

en que:

$f_s^*$  = esfuerzo del acero en el extremo cargado del gancho -  
a un deslizamiento de 0.004 plg. (0.01 mm)  $\frac{1b}{plg^2}$ ,

$f'_{cu}$  = resistencia de cubo a compresión del concreto  $lb/plg^2$

$K_h$  = Constante experimental.  $\frac{1 lb}{pul^2} = 0.0703 \frac{Kg}{cm^2}$

TABLA 11.5 VALORES DE  $K_h$

Posición de los ganchos	Tipo*	Varilla lisa	Varilla corrugada
Ganchos de la colada inferior	1,3	1.70	3.75
Ganchos de la colada superior	2,4	1.20	2.00

\*para la identificación del tipo de gancho, vease la Fig.11.24

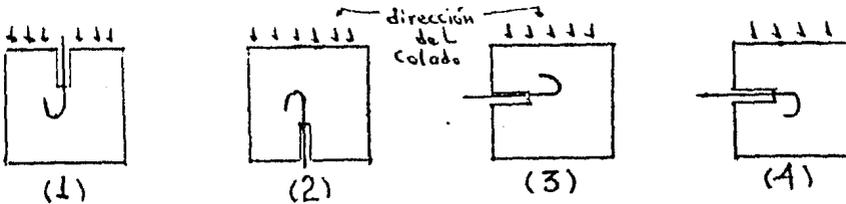


Fig. 11.24 Diferentes posiciones del grado durante el colado - del concreto.

La resistencia a tensión del concreto puede limitar - la capacidad de un gancho en la carga máxima, a menos que una - compresión transversal o un refuerzo de confinamiento apropiado impida una falla de fisuración en el plano del gancho. Esta es la razón de que en los reglamentos de construcción indiquen que la capacidad del gancho depende de la resistencia a ten- sión del concreto que lo rodea.

### 11.5.3 ANCLAJE PARA VARILLAS CON COMPRESION

Los mecanismos por los cuales se anclan las fuerzas en varillas a tensión y compresión difieren significativamente. A lo largo de una varilla en compresión hay menos tendencia a - que ocurra la fisuración, y se puede transmitir parte de la fuer- za de compresión hacia el concreto mediante apoyo de extremo Sin embargo, la única manera como se puedan desarroyar esfuer- zos significativos de apoyo en el extremo de una varilla corta da a escuadra es si hay una masa suficiente de concreto detrás del extremo de la varilla. Los reglamentos reconocen las mejo- res condiciones de desarrollo para las varillas en compresión,

y de acuerdo con ello, especifican longitudes mucho más cortas de desarrollo. En la sección 11.6.3 que estudia los empalmes a compresión, se estudian determinados problemas que pueden plantearse con relación al apoyo de extremo.

11.5.4 REQUERIMIENTOS DE ANCLAJE PARA ADHERENCIA -- POR FLEXION

En las regiones de los miembros en que el momento flexionante externo es próximo a cero (v.gr. cerca de los apoyos de vigas soportadas simplemente y cerca de los puntos de inflexión), la fuerza cortante externa puede ser grande y el área de refuerzo a flexión puede ser pequeña, lo que posiblemente haga críticos los requisitos de resistencia de adherencia por flexión (vease la sección 11.4). Igualando los esfuerzos de adherencia dados por las ecuaciones II.11 y II.15 tenemos :

ecuación II.11 - - - - -  $u = V/j_d \epsilon_o$

ecuación II.15 - - - - -  $-l_d = d_b f_y/4 u \therefore u = d_b f_y/4 l_d$

igualando

$$j_d \epsilon_o \frac{V}{4 l_d} = d_b \frac{f_y}{4} \quad l_d = \frac{d_b j_d \epsilon_o V}{4 f_y} \quad \text{como } \Sigma_o = \pi d_b$$

$$l_d = \frac{\pi d_b^2 j_d f_y}{4 V} \quad \text{como } A_s = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$l_d = \frac{A_s j_d f_y}{V} \quad \text{y como } M_t = T j_d \therefore T = A_s f_y$$

tenemos que  $l_d = \frac{M_t}{V}$  - - - - - (11.21)

en donde  $M_t$  = a la capacidad teórica a flexión de la sección en el apoyo o punto de inflexión proporcionado por las - -

varillas en la cara a tensión. Para que no se exceda la resistencia u de adherencia, la relación  $Mt/V$  debe ser igual, o mayor, que la longitud,  $l_d$ , requerida de desarrollo de los diferentes reglamentos de construcción, según el caso. (Ver sección 11.7.11).

## II.6 EMPALMES

### II.6.1 INTRODUCCION

Un empalme transfiere la fuerza de una varilla a otra a través del concreto que rodea a ambas varillas. En cualquier punto a lo largo de un empalme se transfieren las fuerzas desde una varilla por adherencia al concreto que la rodea y simultáneamente por adherencia a la otra varilla que forma el par del empalme. Dentro del concreto, estas fuerzas pueden generar esfuerzos cortantes elevados, al igual que fuerzas de fisuración. La integridad de un empalme depende del desarrollo de adherencia adecuada, a lo largo de las superficies de las varillas, y de la habilidad del concreto alrededor de las dos varillas de transmitir cortante sin desintegración o deformación excesiva.

### II.6.2 EMPALMES A TENSION.

El peligro de que el concreto se fisure es mayor en la proximidad de los empalmes a tensión. Dos varillas empalmadas generan compresión diagonal en el espacio entre ellas de manera que se requiere una fuerza de agarre para impedir una separación posible. El efecto de cuña de cada una de las dos varillas empalmadas puede conducir a una grieta de división a lo largo de una línea que pasa a través de los centros de las varillas. Este tipo de grieta horizontal se muestra en la Fig. II.25, que ilustra el empalme de cuatro varillas en una viga. Es evidente que solo las ramas exteriores del estribo ofrecen resistencia contra la separación del estrecho bloque de concreto por debajo del refuerzo. La rama horizontal de un estribo es efectiva para controlar la abertura de la grietas longitudinales (grietas verticales en la Fig. II.25) originadas por la combinación de efectos cortantes, de tensión diagonal y de cuña.

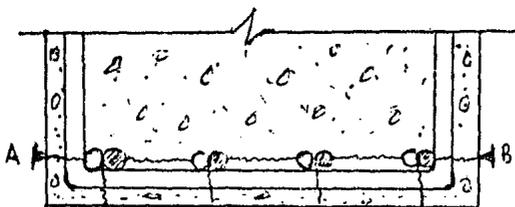


Fig. II.25 Grieta posible en un empalme

Ya que los extremos libres de las varillas empalmadas son fuentes de discontinuidad, actúan como iniciadores de grietas a través de una zona a tensión. Esta grieta transversal a su vez inicia las grietas de rajadura. Durante las pruebas se puede medir el aumento de las dimensiones seccionales de un miembro, tal como la distancia A-B de la Fig. II.25, con instrumentos adecuados mientras procede la carga. Un aumento repentino en las dimensiones de la sección indica el inicio de la rajadura a lo largo de las varillas empalmadas. Stockl observó que esa dilatación transversal era mucho mayor en los extremos libres que en cualquier otra parte a lo largo de la longitud empalmada de las varillas. Cuando se terminan varias varillas altamente esforzadas en la misma sección, los efectos de rajadura en sus extremos libres son a cumulativos, a menos que la dimensión lateral entre los empalmes sea grande. En consecuencia, es benéfico escalonar los empalmes, de que no haya extremos libres alineados en la misma sección, a menos que las varillas estén separadas a más de  $12 d_b$ . Se debe preferir un escalonamiento de media longitud,  $b$  o de más de  $1.3$  de longitudes de empalme Fig. II.26 Esta figura presenta grietas transversales observadas y expansión transversal para tres distintas distribuciones de empalmes.

Debido a las condiciones adversas que prevalecen en un empalme, la longitud  $l_{dl}$ , requerida debe ser mayor que la longitud de desarrollo,  $l_d$ , para una sola varilla (Fig. II.26). Los reglamentos imponen determinadas restricciones para desalentar a los diseñadores de colocar empalmes en las zonas críticas. Además, cuando las varillas están en contacto se encuentran espaciados transversalmente dentro de una distancia limitada o soldadas entre si, el empalme debe poder-

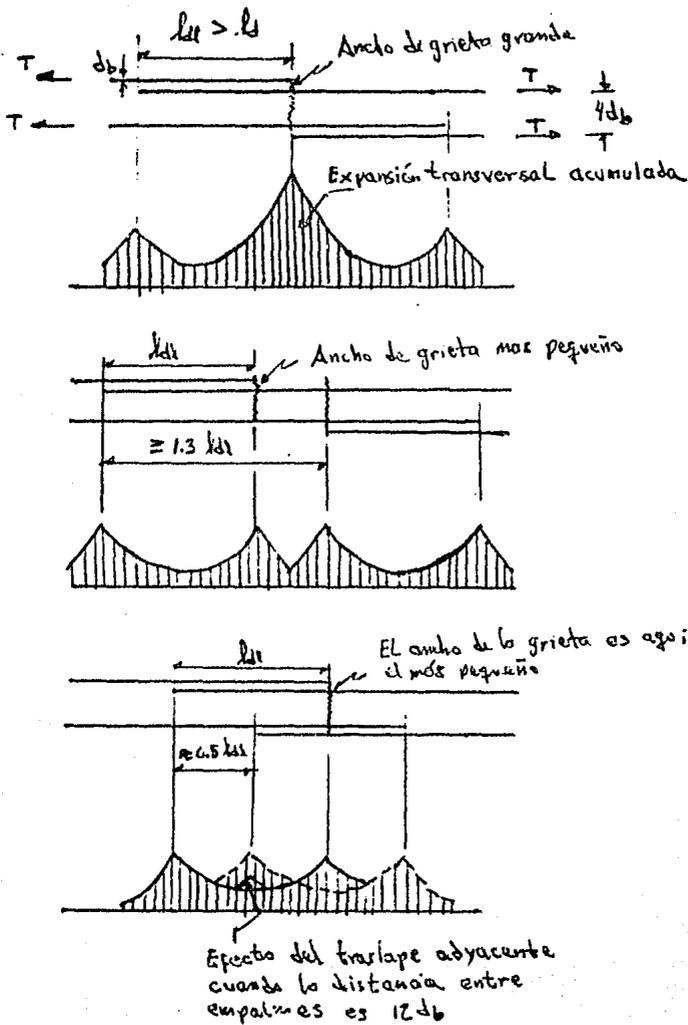


Fig. II.26 Expansión transversal y anchos de grietas en empalmes escalonados (a) Expansión transversal traslapada. (b) La expansión transversal no se traslapa. (c) El traslape de la expansión transversal no es crítico.

desarrollar al menos 125% de la resistencia de cedencia de las varillas, para que se pueda lograr una conexión positiva. En un estribo a tensión o en la sección de esfuerzos de tensión máximos en un miembro a flexión existen las condiciones más severas. La falla de un empalme a tensión es violenta y completa si el miembro no contiene estribos o refuerzo transversal de algún otro tipo. Incluso un contenido mínimo de estribos ( $\rho_s = 0.15\%$ ) aumenta la resistencia del empalme, restringe el crecimiento de las grietas de rajadura y asegura una falla dúctil.

### II.6.3 EMPALMES A COMPRESION.

La transmisión de fuerzas a compresión mediante el empalme de varillas de refuerzo ha recibido menos atención que el caso a tensión. La longitud de empalme a compresión se puede especificar en términos de un esfuerzo u aceptable de adherencia (ecuación 11.15) o en términos de la longitud  $l_d$  de desarrollo. Debido a las mejores condiciones de adherencia para las varillas en compresión, los reglamentos permiten mayores esfuerzos de adherencia y longitudes correspondiente menores de desarrollo para éstas varillas que para las sujetas a tensión. En las columnas cargadas axialmente, el refuerzo transversal que consiste en estribos, aros o espirales proporciona protección extra contra la rajadura a lo largo de un empalme, propiedad que reconocen los reglamentos. Debido a que el agrietamiento transversal no ocurre en las zonas a compresión, también está ausente el efecto dañino de esas grietas para iniciar la rajadura. La principal diferencia entre un empalme a tensión y otro a compresión proviene de la habilidad de las varillas en un empalme a compresión de transferir la carga directamente al concreto mediante apoyo de extremo. En las pruebas realizadas por Pfister y Mattock se lograron esfuerzos de apoyo iguales a 5 veces la resistencia de cilindro de concreto en los extremos a escuadra de las varillas en los empalmes a compresión.

Los siguientes factores se han revelado, en experimentos recientes realizados en el Instituto Otto-Graf de la Universidad de Stuttgart, que afectan al comportamiento de los empalmes a compresión.

- 1.- Se encontró que el apoyo de extremo es causa de la mayoría de las fallas de los empalmes, sin importar la longitud de empalme probada. Las longitudes de los empalmes - en las pruebas variaron entre 9 y 38 veces el diámetro - de las varillas. Cuando se aumenta el tamaño de las varillas, el aplastamiento del concreto en los extremos de las varillas se torna especialmente severo.
- 2.- La presencia de refuerzo de confinamiento aumenta la capacidad de apoyo del concreto en los extremos cortados - de las varillas de las columnas, impidiéndose, con ello, la dilatación lateral del concreto en esas áreas.
- 3.- Un aumento en el espesor del recubrimiento de concreto -- sobre un empalme a compresión produjo una mejora insignificante.
- 4.- Cuando se epalman varillas de columnas de diámetro menor a 0.55 plg (14 mm), no es probable que el apoyo de extremo influya en el comportamiento, y es probable que el refuerzo transversal estándar utilizado fuera del área - de empalme también sea adecuado en el mismo.
- 5.- Bajo cargas a largo plazo, la presión de apoyo bajo los extremos de la varilla disminuye debido al flujo plástico; en consecuencia, mejora el comportamiento del empalme.

Es posible transmitir directamente las fuerzas de - compresión, en las varillas de acero de varilla a varilla, -- mediante apoyo de extremo. La única manera de utilizar la - transferencia de fuerzas mediante apoyo de extremo es cuando el diseñador tiene la seguridad de que bajo la combinación - más adversa de cargas, jamás se requiere que las varillas -- transmitan tensión. En tales casos es necesario obtener ex-- tremos cortados a escuadra o a serrados, de manera que las -- varillas en contacto puedan apoyarse uniformemente entre si. Sin embargo, los experimentos indican que las pequeñas inexactitudes en las caras de apoyo no son perjudiciales. En las - pruebas realizadas en la Universidad de Stuttgart, se encontr-- ó que la transmisión de fuerza de compresión mediante el - apoyo de extremos en contacto era superior a los empalmes a - compresión en todo caso, incluso sin utilizar estribos adicionales en el empalme.

## II.6.4 EMPALMES MECANICOS O DE CONTACTO.

Es evidente que el eslabón más débil en un empalme es el concreto entre las varillas. Cuando se requiere que se transfiera toda la resistencia de las varillas, la longitud de empalme (que es igual o mayor que la longitud de desarrollo  $l_d$ ) puede ser grande. Cuando se requiere una cantidad apreciable de refuerzo es un miembro, y se utilizan varillas de tamaño grande, se puede necesitar una cantidad apreciable de acero para satisfacer los requerimientos de acero de los empalmes. Por ejemplo, los empalmes pueden extenderse más de un tercio de la altura de una columna en un marco de plantas múltiples de concreto reforzado. Todavía más, los empalmes pueden producir congestión, e incluso pueden interferir con la compactación adecuada del concreto.

Para superar estas dificultades, se han empleado métodos que permiten la transferencia de las fuerzas de tensión, directamente de varilla a varilla sin la ayuda del concreto. Se ha utilizado mucho la soldadura a tope de dos varillas, de extremo a extremo, mediante soldadura eléctrica. En fecha más recientes, se ha desarrollado un proceso de soldadura bajo presión de gas, en que se oprimen entre sí los extremos de las varillas calentadas a la temperatura correcta; así se logra la fusión mientras se forma un bulbo en la sección del concreto. Para las varillas corrugadas, se dispone de una técnica de empalme mecánico que comprende una manga anular que se presiona en frío contra las varillas, con lo cual se obliga a los castillos de la varilla corrugada a ahogarse en el espesor de la pared de la manga. Con corrugación adecuada de la varilla, puede bastar una longitud de ahogamiento de manga de apenas  $2 d_b$  para cada una de las dos varillas para transmitir la carga de ruptura de la varilla en tensión. Otro dispositivo de empalme consiste en una manga anular algo mayor que las varillas, colocadas alrededor de ambas. Se emplea un proceso térmico para llenar el espacio entre la manga y la varilla corrugada con un compuesto metálico.

Las técnicas en que se utilizó una manga de acero son especialmente útiles cuando se debe empalmar un refuerzo de alta resistencia, debido a que la soldadura de las varillas pueden producir fragilidad.

Los dispositivos de empalme mecánico deben estar sujetos o rigurosos procedimientos de pruebas antes de que se adapten para utilizarse en la estructura.

**II.7 RECOMENDACIONES SEGUN EL REGLAMENTO  
ACI-318-77**

**II.7.1 LONGITUD DE DESARROLLO DEL ACERO DE REFUERZO-  
GENERALIDADES.**

La tensión o compresión calculadas en el refuerzo en cada sección de los miembros de concreto reforzado deben desarrollarse en cada lado de esa sección por la longitud de anclaje o por el anclaje en el extremo o por una combinación de ambos. Se pueden utilizar ganchos para el desarrollo de las varillas en tensión.

**II.7.2 LONGITUD DE DESARROLLO DE VARILLAS Y ALAMBRES  
CORRUGADOS SUJETOS A TENSION.**

La longitud de desarrollo,  $l_d$ , en centímetros de varillas y alambres corrugados sujetos a tensión, deberá calcularse como el producto de la longitud de desarrollo básica de la tabla 11.6 y el factor o factores de modificación aplicables de las tablas 11.7 y 11.8, pero  $l_d$  no será menor de 30 cm, excepto en el cálculo de traslapes conforme la sección 11.7.15 y del desarrollo del refuerzo del alma conforme a la sección 11.7.13

TABLA II.6 Longitud básica de desarrollo en cm.

a) Varillas del # 11 o menor	-----	0.06 $A_b f_y / \sqrt{f'_c}$
pero no menor que	-----	0.006 $d_b f_y$
b) Varillas del # 14	-----	0.8 $f_y / \sqrt{f'_c}$
c) Varillas del # 18	-----	1.1 $f_y / \sqrt{f'_c}$
d) Para alambre corrugado	-----	0.11 $d_b f_y \sqrt{f'_c}$

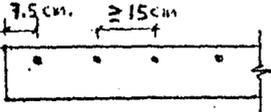
Tabla II.7 La longitud básica de desarrollo deberá multiplicarse por el factor o factores aplicables para:

- a) Refuerzo del lecho superior - - - - - 1.4  
 (El refuerzo del lecho superior es el refuerzo horizontal colocado de tal manera, que el concreto colocado bajo el refuerzo tiene un espesor de 30 cm o más. )
  - b) El acero de refuerzo con  $f_y$  mayor que  $4,200 \text{ Kg/cm}^2$  - - -  
 $\frac{(2-4200)}{f_y}$
  - c) Concreto con agregado ligero cuando  $f_{ct}$   
 (resistencia promedio a la tensión del concreto) está especificada y el concreto está proporcionado de acuerdo a la sección 4.2 - - - - -  $\frac{1.8 f'c}{f_{ct}}$
- Quando  $f_{ct}$  no esta especificada
- concreto todo ligero - - - - - 1.33
  - concreto ligero con arena - - - - - 1.18

Se puede aplicar la interpolación lineal cuando se utiliza un remplazo parcial de arena.

Tabla II.8 La longitud básica de desarrollo, modificada por los factores adecuados de la Tabla 11.7, se pueden multiplicar por el factor o factores aplicables para:

- a) Refuerzo que se haya desarrollado en la longitud considerada y espaciado lateralmente por lo menos 15 cm centro a centro y por lo menos 7.5 cm de la cara del miembro a la varilla extrema, medido en dirección al espaciamiento - - - - - 0.8



b) Refuerzo en un miembro sujeto a flexión que excede de lo requerido por el análisis - - - - - As requerida  
As proporcionada

c) Refuerzo confinado por un refuerzo en espiral que no sea menor del # 2 ni mayor de 10 cm. de paso - - - - - 0.75

II.7.3 Longitud de desarrollo de varillas corrugadas sujetas a compresión.

La longitud de desarrollo en centímetros para varillas corrugadas en compresión debe clacularse como del producto de la longitud básica de desarrollo tabla 11.9 y de los factores de modificación aplicables de la tabla 11.10, pero  $l_d$  no debe ser menor de 20 cm. Tabla 11.9 La longitud básica de desarrollo debe ser:

Tabla 11.9

$$0.08 f_y d_b \sqrt{f'_c}$$

pero no menor de - - - - - 0.004  $f_y d_b$

Tabla II.10 La longitud básica de desarrollo puede multiplicarse por los factores aplicables para:

a) El refuerzo que excede de lo requerido por el análisis - - - - - As requerida  
As proporcionada

b) El refuerzo confinado por un refuerzo en espiral con diámetro no menor del # 2 ni mayor de 10 cm. de paso - - - - - -0.75

II.7.4 LONGITUD DE DESARROLLO DE VARILLAS EN PAQUETES.

La longitud de desarrollo de cada varilla individual dentro de un paquete de varilla sujeto a tensión o a compresión, debe ser aquella de la varilla individual aumentada un 20% para un paquete de 3 varillas y un 33% para un paquete de 4 varillas.

## II.7.5 GANCHOS ESTANDAR SUJETOS A TENSION.

Se puede considerar que los ganchos estándar desarrollan un esfuerzo de tensión en las varillas de refuerzo.

$$f_h = \xi \sqrt{f'c}$$

donde  $\xi$  no es mayor que los valores dados en la tabla II.11

Una longitud de anclaje equivalente  $L_e$  de un gancho-estándar se puede calcular utilizando las disposiciones de la sección 11.7.2 sustituyendo  $f_h$  por  $f_y$  y  $L_e$  por  $l_d$ .

Los ganchos no deberán considerarse efectivos para desarrollar el esfuerzo en compresión.

Tabla II.11 Valores de  $\xi = 0.034 f_y$  pero menor que

Número de la varilla	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ *		$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
	Varillas de Lecho Superior	Otras Varillas	Todas las Varillas
3 a 5	140	140	95
6	120	140	95
7 a 9	95	140	95
10	95	130	95
11	95	110	95
14	85	85	85
18	60	60	60

\* los valores de  $\xi$  pueden aumentarse un 30%. cuando el confinamiento se proporciona perpendicular al plano del gancho. El confinamiento puede consistir de concreto externo o de anillos cerrados, estribos o espirales internos.

II.7.5.1 El término gancho estandar se emplea para designar un doblé de  $180^\circ$  más una extensión de por lo menos  $4 d_b$ , pero no menor de 6.5 cm. en el extremo libre de la varilla o un doblé de  $90^\circ$  más una extensión de por lo menos  $12 d_b$  en el extremo libre o solamente para ganchos de estribos y anillos, un doblé de  $90^\circ$  ó de  $135^\circ$  más una extensión de por lo

menos  $6 d_b$  , pero no menor de 6.5 cm en el extremo libre de la varilla ; para anillos cerrados (zunchos), un dobléz de  $135^\circ$  más una extensión de, por lo menos  $10 d_b$ .

**Diámetros mínimos de doblado:**

El diámetro del dobléz medio en la cara interna de la varilla excepto para estribos y anillos , no debe ser menor que los valores dados en la tabla II.12 con la excepción de las varillas del grado 28 del # 3 al # 11, con un dobléz de  $180^\circ$ , en los cuales el diámetro del dobléz no debe ser menor de  $5 d_b$  .

Tabla II.12 Diámetros mínimos de doblado.

Tamaño de varilla	Diámetro mínimo
del # 3 al # 8	$6 d_b$
# 9, #10 y # 11	$8 d_b$
# 14 y # 18	$10 d_b$

El diámetro interior del dobléz para estribos y anillos no debe ser menor de  $4 d_b$  para varillas del # 5 y menores. Para varillas mayores del # 5 el diámetro del dobléz será de acuerdo con la tabla II.12.

El diámetro interior de los dobleces en malla soldada de alambre (corrugado o lizo) para anillos y estribos no debe ser menor de  $4 d_b$ , para alambre corrugado mayor del D6, y  $2 d_b$  para los demás alambres. El dobléz con un diámetro interior menor de  $8 d_b$  , no debe estar a menos de  $4 d_b$  de la intersección soldada más cercana.

**Doblado:**

Todo el acero de refuerzo debe doblarse en frío, a menos que el ingeniero lo permita de otra manera. Ningún acero de refuerzo parcialmente ahogado en el concreto debe doblarse en la obra, excepto cuando así se indique en los planos de diseño o lo permita el ingeniero.

## II.7.6 ANCLAJE MECANICO.

Puede utilizarse como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia del refuerzo sin dañar al concreto. Al oficial de las construcciones se le deberán presentar los resultados de prueba que muestran lo adecuado de tales dispositivos mecánicos.

## II.7.7 COMBINACION DE LONGITUDES DE DESARROLLO.

La longitud de desarrollo,  $l_d$ , en tensión puede consistir en una combinación de la longitud de anclaje equivalente de un gancho o anclaje mecánico más la longitud de anclaje adicional del refuerzo.

## II.7.8 LONGITUD DE DESARROLLO DE LA MALLA DE ALAMBRE CORRUGADO SOLDADO SUJETA A TENSION.

La longitud de desarrollo,  $l_d$ , en centímetros de la malla de alambre corrugado soldado, medido desde el punto de la sección crítica hasta el extremo del alambre, debe calcularse como el producto de la longitud de desarrollo básico de la tabla II.12 y el factor o los factores de modificación aplicable de sección II.7.2, pero  $l_d$  no debe ser menor de 20 cm. excepto en el cálculo de los traslapes conforme a la sección II.7.18 y el desarrollo del refuerzo del alma conforme a la sección II.7.13

Tabla II.12 La longitud básica de desarrollo de la malla de alambre corrugado soldado, con por lo menos un alambre transversal en la longitud de desarrollo no menor de 5 cm. del punto de la sección crítica, debe ser:

$$0.11 d_b (f_y - 1400) / \sqrt{f'_c}$$

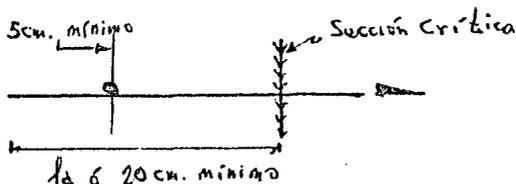
Pero no menor de

$$0.75 \frac{A_w}{S_w} \cdot \frac{f_y}{f'_c}$$

$A_w$  = área de un alambre individual que debe desarrollarse o traslaparse,  $cm^2$

$S_w$  = separación de los alambres que deben desarrollarse o traslaparse, cm.

La longitud de desarrollo básica de la malla de alambre corrugado soldado, sin alambres transversales en la longitud de desarrollo, debe determinarse de manera similar a la del alambre corrugado.

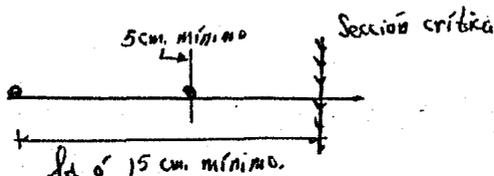


### II.7.9 LONGITUD DE DESARROLLO DE LA MALLA DE ALAMBRE LISO SOLDADO, SUJETA A TENSION.

La resistencia a la fluencia de la malla de alambre liso, soldado, debe considerarse que se desarrolla por medio de 2 alambres transversales con el alambre transversal más próximo a no menos de 5 cm del punto de la sección crítica. Sin embargo, la longitud de desarrollo,  $l_d$ , medida desde el punto de la sección crítica hasta el alambre transversal más alejado no debe ser menor que:

$$1.02 \frac{A_w}{S_w} \cdot \frac{f_y}{f'_c}$$

modificado por ( $A_s$  requerida/ $A_s$  proporcionada) para el refuerzo que excede del requerido por el análisis y por el factor de la sección II.7.2 para concreto ligero, pero  $l_d$  no debe ser menor de 15 cm, excepto en el cálculo de los traslapes conforme a la sección II.7.19



## II.7.10 LONGITUD DE DESARROLLO DEL ACERO DE REFUERZO SUJETO A FLEXION-GENERALIDADES

El refuerzo de tensión se puede desarrollar doblando lo en el alma para anclarlo o hacerlo continuo con el refuerzo de la cara opuesta del miembro. Las secciones críticas -- para el desarrollo del refuerzo en miembros a flexión están en los puntos de esfuerzo máximo y en los puntos del claro donde termina o se dobla el refuerzo adyacente. Deben satisfacerse las disposiciones de la sección II.7.11.

El refuerzo se debe extender más allá del punto en el que ya no se requiere para resistir flexión una distancia igual al peralte efectivo del miembro o  $12 d_b$ , la que sea mayor, excepto en los apoyos de claros sencillos y en el extremo libre de los voladizos. El refuerzo continuo debe tener una longitud de anclaje no menor que la longitud de desarrollo  $l_d$  más allá del punto en donde no se requiere refuerzo por tensión doblado o terminado para resistir flexión. Ver Fig. II.27.

El refuerzo por flexión no debe terminarse en una zona de tensión, a menos que se satisfaga una de las siguientes condiciones:

a) El cortante en el punto de doblez por reducción de la sección no exceda de las  $2/3$  partes de lo permitido, incluyendo la resistencia al cortante del refuerzo por cortante proporcionado.

b) Se proporciona una área de estribos que exceda lo requerido por la torsión y cortante a lo largo de cada terminación de varilla o alambre, a una distancia, a partir del punto de terminación, igual a  $3/4$  partes del peralte efectivo del miembro. El exceso de área  $A_v$  en los estribos no debe ser menor que  $4.2 b_w S / f_y$ . ( $b_w$  ancho del alma, o diámetro de una sección circular). La separación  $s$  no debe exceder de  $d/8 B_b$ , donde  $B_b$  es la relación del área del refuerzo cortado al área total del refuerzo en tensión en la sección.

c) Para varillas del # 11 y menores, el refuerzo continuo proporciona el doble del área requerida por flexión en el punto de doblez por reducción de la sección, y el cortante no excede de  $3/4$  partes de lo permitido.

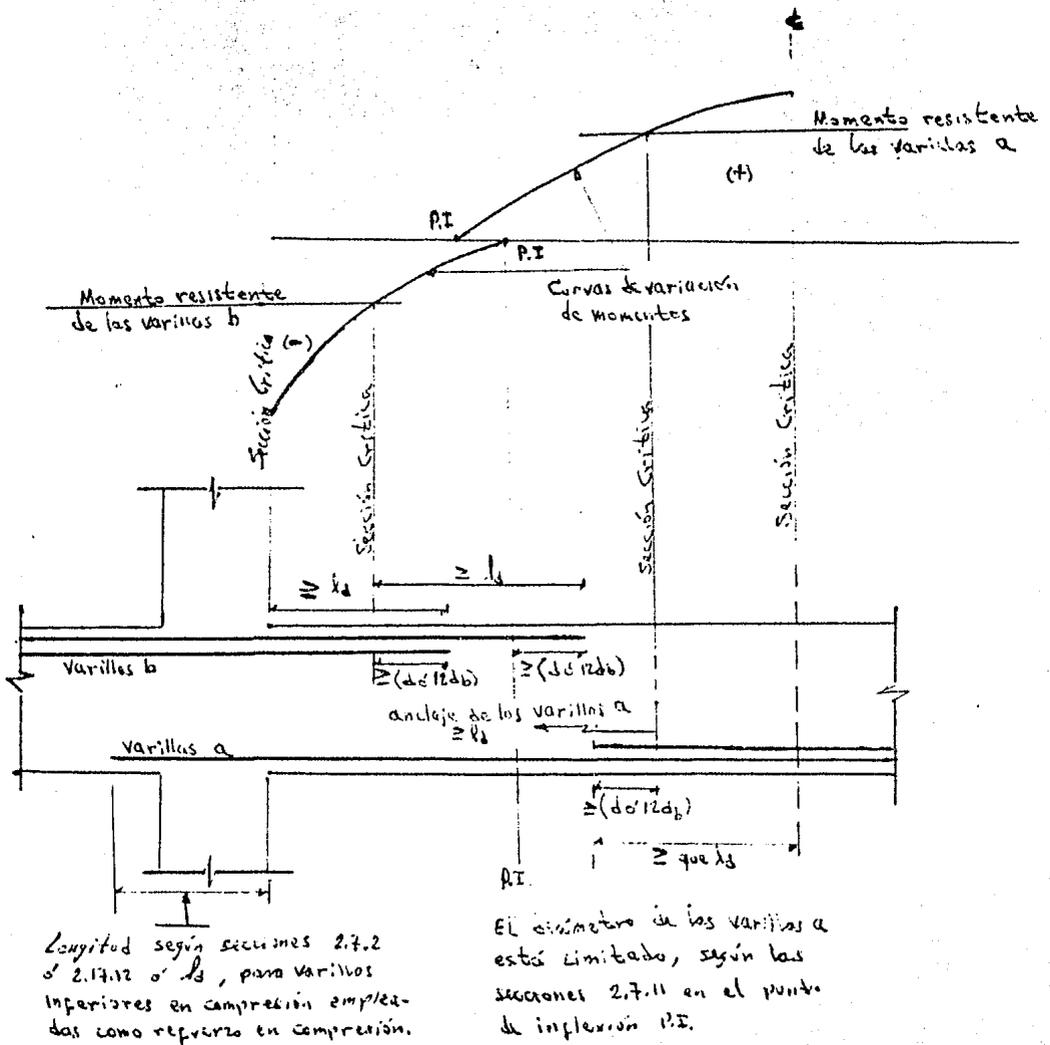


Fig. II.27 Longitud de desarrollo del acero de refuerzo - sujeto a flexión en una viga continua típica - con carga uniforme.

En miembros sujetos a flexión debe proporcionarse un anclaje adecuado en el extremo para el refuerzo en tensión donde el esfuerzo en el refuerzo no sea directamente proporcional al momento, como en las zapatas en pendiente, escalonadas o de sección variable; ménsulas; miembros de gran peralte sujetos a flexión; o miembros en los cuales el refuerzo por tensión no sea paralelo a la cara de compresión. Fig. II.28

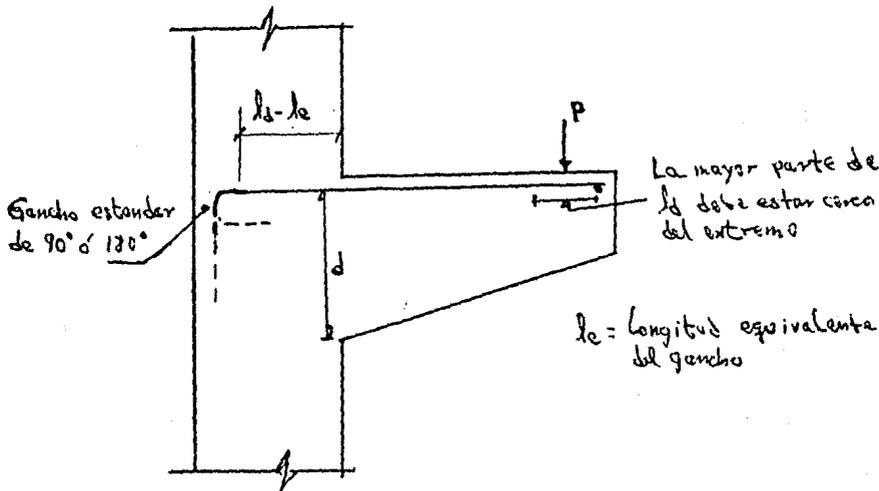


Fig. II.28 Ejemplo de un miembro especial que en gran parte depende del anclaje en el extremo.

### II.7.11 LONGITUD DE DESARROLLO DEL ACERO DE REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO.

Por lo menos  $1/3$  del refuerzo por momento positivo - en miembros libremente apoyados y  $1/4$  del refuerzo por momento positivo en miembros continuos, debe prolongarse a lo largo de la misma cara del miembro en el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo debe prolongarse, por lo menos, 15 cm. en el apoyo.

Cuando un miembro sujeto a flexión sea parte fundamental del sistema que resiste cargas laterales, el refuerzo positivo que se requiere que se prolongue en el apoyo de acuerdo con lo antes mencionado, debe anclarse para que desarrolle su resistencia especificada  $f_y$  a la tensión en la cara de apoyo.

En los apoyos libres y en los puntos de inflexión, el refuerzo de tensión por momento positivo debe limitarse a un diámetro tal que  $l_d$  calculado para la  $f_y$  por la sección 11.7.2 satisfaga lo siguiente:

$$l_d \leq \frac{M_n}{V_u} + l_a$$

donde  $M_n$  es el momento resistente nominal suponiendo que todo el refuerzo de la sección sufre esfuerzos hasta el punto de la resistencia a la fluencia especificada  $f_y$ .  $V_u$  es la fuerza por cortante afectada por el factor de carga en la sección.

La en el apoyo, será la suma de la longitud de anclaje más allá del centro del apoyo y la longitud de anclaje equivalente de cualquier gancho o anclaje mecánico proporcionado. La en el punto de inflexión debe limitarse al peralte efectivo del miembro o  $12 d_b$ , el que sea mayor.

El valor  $M_n/V_u$  se puede aumentar en un 30% cuando los extremos del refuerzo estén confinados por una reacción de compresión. Ver Fig. II. 29 y II.30

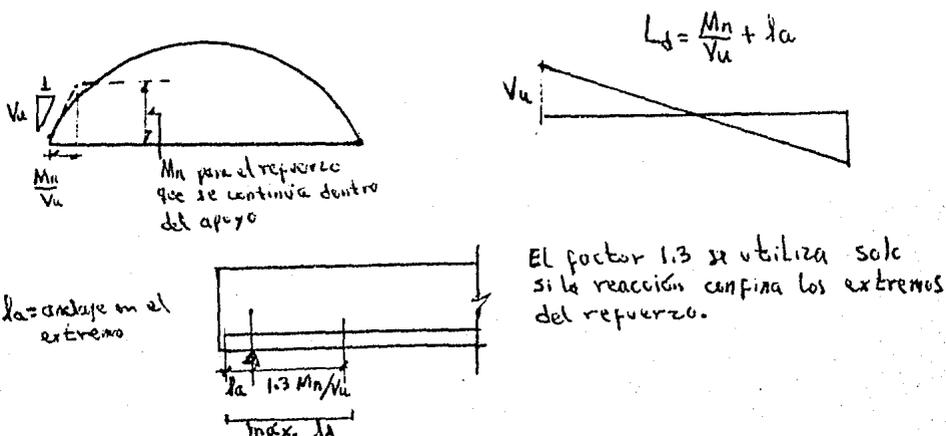


Fig. II.29 Concepto para determinar la longitud máxima de la varilla en un apoyo libre.

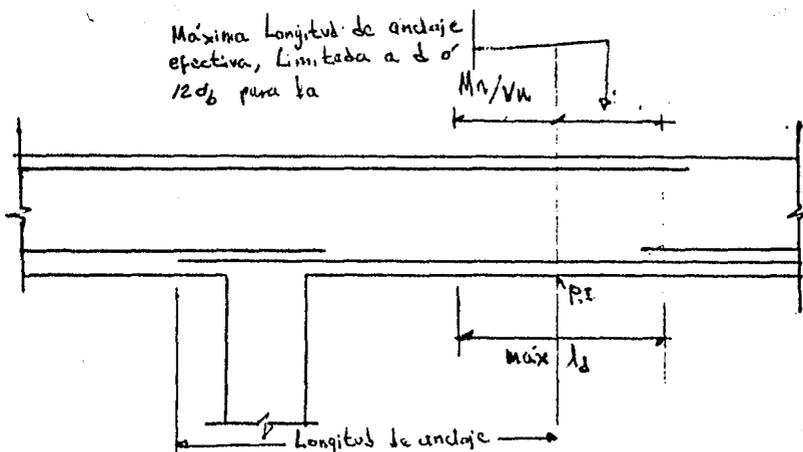


Fig. II.30 Concepto para determinar la longitud máxima de las varillas a, en un punto de inflexión (P.I).

#### II.7.12 LONGITUD DE DESARROLLO DEL ACERO DE REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO.

El refuerzo por momento negativo en un miembro continuo articulado o en voladizo, o en cualquier miembro de un marco rígido, debe anclarse en, o a través de, los miembros de apoyo por longitudes de anclaje, ganchos o anclajes mecánicos. El refuerzo por momento negativo tendrá una longitud de anclaje en el claro como lo requieren las secciones II.7.1 y II-7.10.

Por lo menos  $1/3$  del refuerzo total por tensión en el apoyo proporcionado para el momento negativo tendrá una longitud de anclaje más allá del punto de inflexión no menor que el peralte efectivo del miembro,  $12d_b$  o  $1/16$  del claro el que sea mayor. Ver Fig. II.31 y II.32.

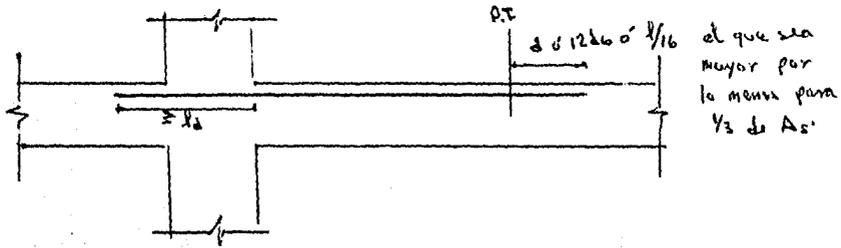


Fig. II.31 Longitud de anclaje en vigas adyacentes.

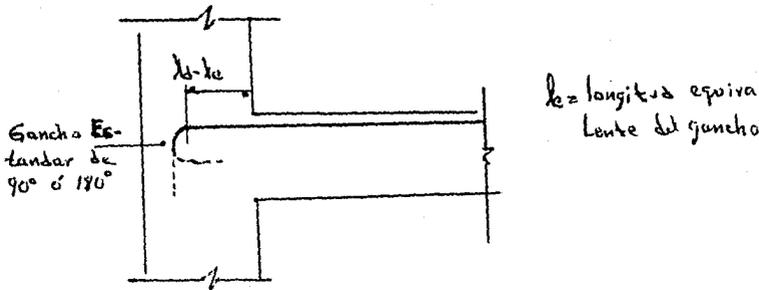
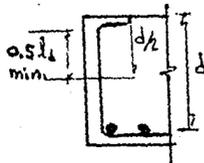


Fig. II.32 Longitud de anclaje en una columna exterior.

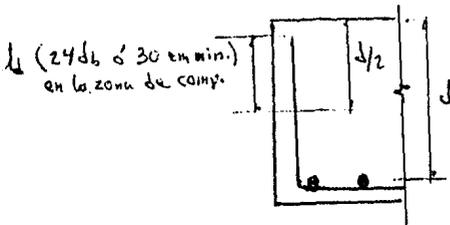
### II.7.13 LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO DEL ALMA .

El refuerzo del alma debe colocarse tan cerca de las superficies de tensión y compresión del miembro como los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo - lo permiten. Los extremos de las ramas individuales de los estribos en U, sencillos o múltiples, deben anclarse por cualquiera de los siguientes medios:

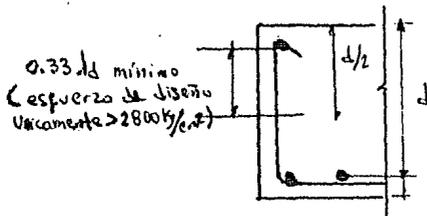
a) Un gancho estándar más un anclaje de  $0.5 l_d$ . El anclaje de  $0.5 l_d$  de una rama de estribo debe considerarse como la distancia entre la mitad del peralte del miembro,  $d/2$ , y el inicio del gancho (punto de tangencia)



b) Usese un anclaje  $d/2$  arriba o abajo de la mitad del peralte en la cara de compresión del miembro para una longitud total de desarrollo  $l_d$  pero no menor de  $24 d_b$ . Para varillas o alambre corrugado, 30 cm.



c) Para varillas del # 5 y alambre D31 y menores, doblense alrededor del acero de refuerzo longitudinal cuando menos  $135^\circ$  o más; para estribos con un esfuerzo de diseño que excede de  $2800 \text{ Kg/cm}^2$ , usese un anclaje de  $0.33 l_d$ . El anclaje  $0.33 l_d$ , de una rama de estribo debe considerarse como la distancia entre la mitad del peralte del miembro,  $d/2$ , y el inicio del gancho (punto de tangencia).



d) Para cada rama de malla soldada de alambre Liso que forme un estribo en U sencillo, ya sea por

1.- Dos alambres longitudinales colocados con un espaciamiento de 5 cm a lo largo del miembro en la parte superior de la U.

2.- Un alambre longitudinal colocado a no menos de  $d/4$  de la cara en compresión y un segundo alambre más cercano a la cara en compresión y separado por lo menos 5 cm. del primero. El segundo alambre puede estar colocado en una rama de estribo después de un dobléz o en un dobléz que tenga un diámetro interior de dobléz no menor de  $8 d_b$  Ver Fig. II.33.

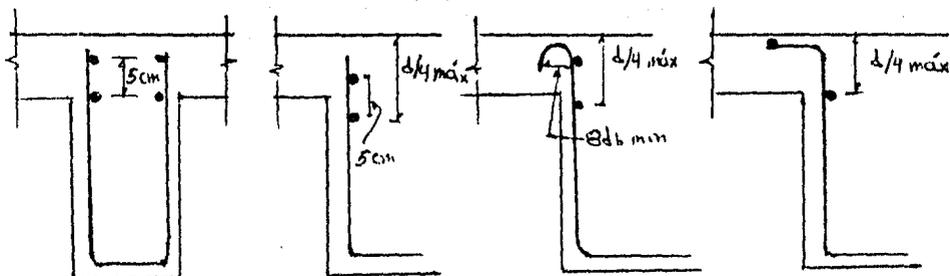


Fig. II.33 Anclaje de los estribos U con malla de alambre liso soldado.

Entre los extremos anclados, cada dobléz en la parte continúa de los estribos en U, sencillos o múltiples, debe confinar una varilla longitudinal. Las varillas longitudinales dobladas para trabajar como refuerzo por cortante, si se extienden dentro de una zona de tensión, deben ser continuas -- con el refuerzo longitudinal, y si se extienden dentro de una zona de compresión, deben anclarse más allá de la mitad del peralte,  $d/2$ , como se especifica en la II.7.2 para la longitud de desarrollo para esa parte de la  $f_v$  que se necesita para satisfacer la ecuación  $V_s = A_v f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) d/s$

Las parejas de estribos o anillos en V colocados para que formen una unidad cerrada, deben considerarse adecuadamente empalmados cuando la longitud del traslape sea de  $1.7 l_d$ . En los miembros con un peralte menor de 45 cm, los traslapes que tengan una resistencia  $A_b f_y$  no mayor de 4000 Kg por rama pueden considerarse adecuados si las ramas de los estribos se prolongan al peralte total disponible del miembro.

## II.7.14 EMPALMES EN EL REFUERZO-GENERALIDADES

En el refuerzo sólo deben hacerse empalmes cuando lo requieran o permitan los planes de diseño, las especificaciones o si lo autoriza el ingeniero.

### Traslapes:

Para las varillas mayores del # 11 no se deben utilizar traslapes, excepto cuando lo indique la sección 15.8.6 - referente a zapatas. Los traslapes de de paquetes de varillas deben basarse en la longitud de traslape requerida para varillas individuales dentro de un paquete, aumentada en un 20% para paquetes de 3 varillas y un 33% para paquetes de 4 varillas. Los traslapes de las varillas individuales dentro de un paquete no deben coincidir en el mismo lugar.

Las varillas empalmadas por medio de traslapes sin contacto en miembros sujetos a flexión no deben separarse transversalmente más de  $1/5$  de la longitud de traslape requerida, ni más de 15 cm.

### Empalmes soldados y conexiones mecánicas:

Se pueden usar empalmes soldados u otras otras conexiones mecánicas. Excepto en lo dispuesto por este reglamento todo lo referente a soldadura se llevará a cabo de acuerdo al Reinforcing Steel Welding Code (AWS D 12.1). Un empalme totalmente soldado debe tener varillas soldadas a tope para desarrollar en tensión por lo menos, un 125% de la resistencia a la fluencia especificada  $f_y$  de la varilla.

Las conexiones totalmente mecánicas deben desarrollar en tensión o compresión, según se requiera, por lo menos un 125% de la resistencia a la fluencia especificada de la varilla. Los empalmes soldados y las conexiones mecánicas que cumplan con los requisitos de la sección 11.7.14 se pueden utilizar de acuerdo con la sección II.7.15

## II.7.15 EMPALMES DE ALAMERES Y VARILLAS CORRUGADOS SUJETOS A TENSION.

La longitud mínima del traslape en los traslapes en tensión será conforme a los requisitos de empalmes clase A, B, o C, pero no menor de 30 cm. donde:

Empalme clase A - - - - - 1.0  $l_d$   
Empalme clase B - - - - - 1.3  $l_d$   
Empalme clase C - - - - - 1.7  $l_d$

donde de acuerdo con la sección II.7.2,  $l_d$  es la longitud de desarrollo por tensión para la resistencia a la fluencia especificada  $f_y$ .

Los traslapes de alambres y varillas corrugadas sujetas a tensión deben estar de acuerdo con la tabla II.12.

Los empalmes soldados a las conexiones mecánicas utilizadas donde el área del refuerzo proporcionada es menor de 2 veces la requerida por el análisis, deben estar de acuerdo con los requisitos de la sección II.7.14.

TABLA II.13 TRASLAPES SUJETOS A TENSION

<u>As Proporcionado</u> As requerida	Porcentaje máximo de As traslapada de acuerdo con la longitud de traslape requerida.		
	50	75	100
$\geq$ que 2	Clase A	Clase A	Clase B
Menor de 2	Clase B	Clase C	Clase C

Los empalmes soldados o las conexiones mecánicas utilizadas donde el área del refuerzo proporcionado es, por lo menos, 2 veces la requerida por el análisis, deben cumplir con lo siguiente.

a) Los empalmes deben estar escalonados cada 60 cm, y de esta manera que desarrollen en cada sección, por lo menos, 2 veces la fuerza de tensión calculada en esa sección, pero no menor de 1400 Kg/cm<sup>2</sup> para el área total del refuerzo proporcionado.

b) cuando se calcula la fuerza de tensión desarrollada en cada sección, el acero de refuerzo empleado puede evaluarse en razón a la resistencia especificada del empalme. El acero de refuerzo no empalmado debe evaluarse a razón de esa fracción de  $f_y$  definida por la relación de la longitud de desarrollo real más corta a la  $l_d$  requerida para desarrollar la resistencia a la fluencia especificada  $f_y$ .

Los empalmes en los miembros de amarre sujetos a tensión deben hacerse por medio de un empalme totalmente soldado, o de una conexión totalmente mecánica de acuerdo con la sección II.7.14 y estar escalonados, por lo menos, a 1.7  $l_d$ .

## II.7.16 EMPALMES DE VARILLAS CORRUGADAS SUJETAS A COMPRESION .

La longitud mínima de un empalme para traslapes en compresión será la longitud de desarrollo en compresión calculada de acuerdo con la sección II.7.3 pero no debe ser menor de  $0.007 f_y d_b$ , ni de  $(0.013 f_y - 24) d_b$  para una  $f_y$  mayor de  $4200 \text{ Kg/cm}^2$ , ni menor de 30cm. Cuando  $f'_c$  sea menor de  $210 \text{ Kg/cm}^2$ ; la longitud del empalme debe incrementarse  $1/3$ .

En miembros reforzados en compresión con anillos, donde éstos tengan una área efectiva de por lo menos  $0.0015 h_s$  en toda la longitud de traslape, la longitud de traslape puede multiplicarse por 0.83, pero dicha longitud debe ser menor de 30 cm. Las ramas de los estribos perpendiculares a la dimensión  $h$  deben utilizarse para determinar el área efectiva. En miembros sujetos a compresión con esfuerzo en espiral, la longitud del traslape de las varillas dentro de una espiral puede multiplicarse por 0.75, pero dicha longitud no debe ser menor de 30 cm.

Los empalmes soldados o las conexiones mecánicas usadas en compresión deben cumplir con los requisitos de la sección II.7.14

### Empalmes en apoyos de extremo:

En varillas que se requieran sólo para compresión, el esfuerzo de compresión se puede transmitir por apoyo directo en los cortes a escuadra, mantenidos en contacto concéntrico por medio de un dispositivo adecuado. Los extremos de las varillas deben terminarse en superficies planas que formen un ángulo recto con el eje de la varilla, con una tolerancia de  $1,5^\circ$ , y serán colocados con una tolerancia de  $3^\circ$  del apoyo total después del ensamble. Los empalmes en los apoyos de extremo deben usarse únicamente en miembros que tengan estribos o anillos cerrados o espirales.

## II.7.17 REQUISITOS ESPECIALES DE EMPALME PARA COLUMNAS.

Cuando el esfuerzo de carga afectado por el factor de carga en las varillas longitudinales de una columna, calculado para diversas combinaciones de carga, varíe de  $f_y$  en compresión, a  $0.5 f_y$  o menos en tensión, se pueden emplear traslapes, empalmes soldados a tope, conexiones mecánicas o empalmes para apoyo de extremo. La resistencia total a la tensión

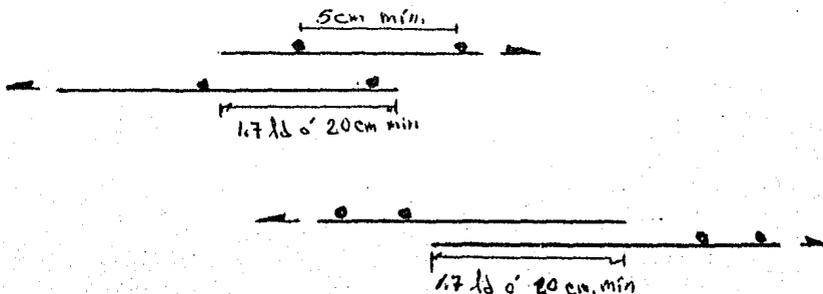
proporcionada en cada cara de la columna sólo por los empalmes o por los empalmes en combinación con varillas continuas sin empalmes, a la resistencia a la fluencia especificada -- será por lo menos el doble de la tensión calculada en esa cara de la columna, pero no menor que  $1/4$  del área del refuerzo vertical en esa cara, multiplicada por  $f_y$ .

Cuando los esfuerzos debidos a la carga afectada por el factor de carga ejercido sobre las varillas longitudinales de una columna, y que han sido calculadas para cualquier combinación de carga, excedan de  $0.5 f_y$  a la tensión, deben utilizarse traslapes diseñados para desarrollar la resistencia especificada  $f_y$  a la tensión, empalmes soldados en su totalidad o conexiones mecánicas en su totalidad, de acuerdo a la sección II.7.5

En las secciones transversales horizontales de las columnas donde estén localizados los empalmes, debe proporcionarse una resistencia mínima a la tensión en cada cara de la columna igual a  $1/4$  del área del refuerzo vertical en esa cara, multiplicado por  $f_y$ .

#### II.7.18 EMPALMES DE MALLA DE ALAMBRE CORRUGADO SOLDADO SUJETOS A TENSION.

La longitud mínima de traslape para traslapes de mallas de alambre corrugado soldado, medida entre los extremos de cada hoja de malla, no debe ser menor que  $1.7 l_d$  ni de -- 20 cm; y el traslape medido entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla no debe ser menor de 5 cm  $l_d$  debe ser la longitud de desarrollo para la resistencia a la fluencia  $f_y$  de acuerdo a la fricción II.7.8 Los traslapes de malla de alambre corrugado soldado, sin alambres cruzados dentro de longitud del traslape, deben determinarse de manera similar a las del alambre corrugado.

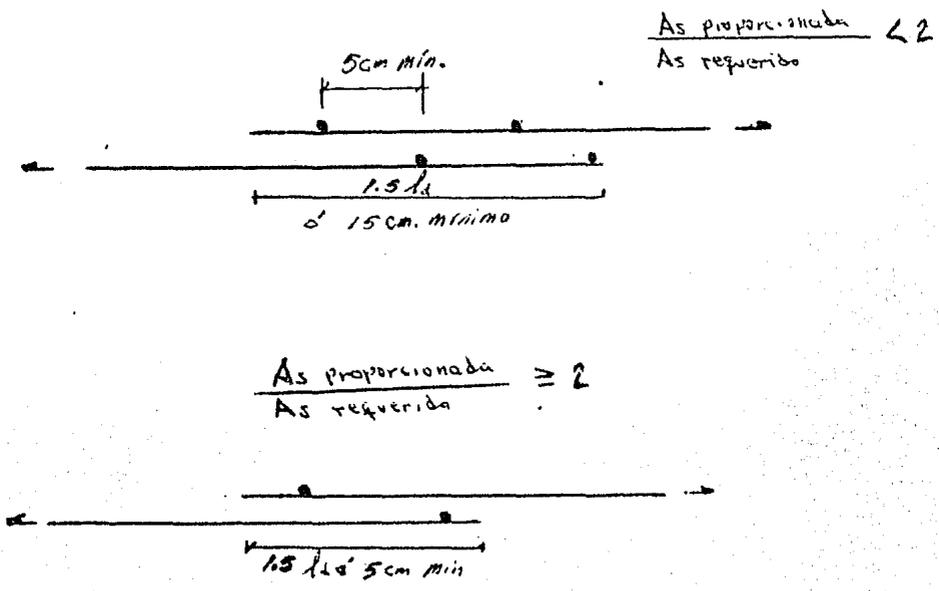


II.7.19 EMPALMES DE MALLA DE ALAMBRE LISO SOLDADO  
SUJETOS A TENSION.

La longitud mínima del traslape para traslapes de malla de alambre liso soldado debe estar de acuerdo con la siguiente:

Cuando el área del refuerzo proporcionado es menor - de 2 veces la requerida por el análisis en la localización - del empalme, la longitud del traslape medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla no debe ser menor que un espaciamiento de los alambres transversales más 5 cm, ni menor de 1.5  $l_d$  ni de 15 cm.,  $l_d$  debe ser la longitud de desarrollo para la resistencia a la fluencia - especificada  $f_y$  de acuerdo con la sección II.7.9.

Cuando el área del refuerzo proporcionada es por lo - menos dos veces la requerida por el análisis en la localiza - ción del empalme, la longitud del traslape medido entre los - alambres transversales más alejados de cada hoja de malla no debe ser menor de 1.5  $l_{d2}$  ni de 5 cm,  $l_d$  debe ser la longi - tud de desarrollo para la resistencia a la fluencia especifi - cada  $f_y$  de acuerdo con la sección II.7.8.



## II.8 RECOMENDACIONES SEGUN EL REGLAMENTO DEL D.D.F.-76

### II.8.1 REQUISITOS GENERALES

a) La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollar a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra o de algún dispositivo mecánico de anclaje. La fuerza de tensión se valorará con el máximo momento flexionante de diseño que obra en la zona comprendida a un peralte efectivo a cada de la sección.

b) El requisito del parrafo a) se cumple, en la mayoría de los casos, para el acero de tensión de miembros sujetos a flexión si: 1.- A cada lado de toda sección de momento máximo la longitud de cada barra es mayor o igual que la longitud de desarrollo  $l_d$  que se define en el inciso c) .

2.- Las barras que dejen de ser necesarias por flexión se cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo más allá del punto teórico donde de acuerdo con el diagrama de momentos ya no se requiera.

3.- En las secciones donde, según el diagrama de momento flexiona, teóricamente ya no se requiere el refuerzo que se corta o se dobla, la longitud que continúa de cada barra que no se corta ni se dobla es mayor o igual que  $l_d + d$ . Este requisito no es necesario en las secciones teóricas de corte más próximas a los extremos de elementos libremente apoyados

4.- Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado se prolonga más allá del centro del apoyo, incluyendo porciones dobladas, una longitud no menor que  $(l_d - 0.25 L) \geq 0.5 h$  - - - - (A) donde L es el claro del elemento y h superalte total.

En ciertos casos hay otras secciones críticas donde habrá que revisar el anclaje (generalmente donde el esfuerzo en el acero es cercano al máximo).

c) La longitud de desarrollo,  $l_d$ , en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica,  $L_{db}$ , dada por la ecuación (B), en centímetros, por el factor o los factores indicados en la tabla II.14. Las disposiciones de esta sección son aplicables a barras de diámetros no mayores de 38.1 mm (# 12)

$$(B) \text{ - - - - - } L_{db} = 0.06 \text{ As. } f_y / f'_c \geq 0.006 d_b f_y$$

(  $d_b$  es el diámetro de la barra, en cm, y  $A_s$  su área transversal, en  $cm^2$  ,  $f_y$  y  $f'_c$  en  $Kg/cm^2$  )

Tabla II.14 La longitud básica de desarrollo deberá multiplicarse por el factor o factores aplicables para:

Condición del Refuerzo	Factor
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 30 cm. de concreto - - - - -	1.4
En concreto ligero - - - - -	1.33
Barras con $f_y$ mayor de $4200 \text{ Kg/cm}^2$ - - - - -	$(\frac{2-4200}{f_y})$
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 19.1 mm. (No. 16) - - - - -	1.2
Todos los otros casos - - - - -	1.0

En ningún caso  $l_d$  será menor de 30 cm. La longitud de desarrollo,  $l_d$ , de cada barra que forme parte de un paquete -- será igual a la que requeriría si estuviera aislada multiplicada por 1.20 si el paquete es de 3 barras, y por 1.33 si es de cuatro barras. Cuando el paquete es de dos barras no -- modifica  $l_d$  .

Si el esfuerzo,  $f_s$  , que debe desarrollar una barra en una sección es menor que  $f_y$ , la longitud mínima de la barra a cada lado de dicha sección sera  $(f_s / f_y ) l_d$ . El esfuerzo  $f_s$  se calculará con el momento flexionante de diseño que se define en el inciso a).

La longitud  $l_d$  de barras a tensión puede suministrarse con tramos rectos y tramos doblados que cumplan con los requisitos de la sección II.8.5.

La longitud de desarrollo de una barra lisa será el doble de la que requeriría si fuera corrugada.

La longitud de desarrollo de una barra a compresión -- será cuando menos el 60% de la que requeriría a tensión y no se considerarán efectivas porciones dobladas. En ningún caso -- será menor de 20 cm.

## II.8.2 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS DE ANCLAJE

Los siguientes requisitos deben respetarse además de los anteriores.

1.- En extremos libremente apoyados se prolongará, sin doblar, hasta dentro del apoyo, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. En extremos continuos se prolongará la cuarta parte.

2.- Cuando el elemento en flexión es parte de un sistema destinado a resistir fuerzas laterales accidentales, el refuerzo positivo que se prolongue dentro del apoyo debe anclarse de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en la cara del apoyo.

## II.8.3 ANCLAJE DEL REFUERZO TRANSVERSAL

El refuerzo en el alma debe llegar tan cerca de las caras de compresión y tensión como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo. Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de  $135^\circ$  o más, seguidos de tramos rectos de no menos de  $10 d_b$ ; o con dobleces de  $90^\circ$  seguidos de tramos rectos de no menos  $20 d_b$ . En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplan con los requisitos de la sección II.8.5.

Las barras longitudinales que se doblen para actuar como refuerzo en el alma deben continuarse como refuerzo longitudinal cerca de la cara opuesta si esta zona está a tensión, o prolongarse una longitud  $l_d$ , más allá de la media altura de la viga si dicha zona está a compresión.

## II.8.4 ANCLAJE DE MALLA DE ALAMBRE SOLDADO

Se supondrá que un alambre puede desarrollar su fluencia en una sección si a cada lado de ésta se ahoga en el concreto cuando menos dos alambres perpendiculares al primero, distando el más próximo no menos de 5 cm. de la sección considerada. Si solo se ahoga un alambre perpendicular a no menos de 5 cm. de la sección considerada, se supondrá que se desarrolla la mitad del esfuerzo de fluencia.

## II.8.5 DOBLECES DEL REFUERZO

El radio interior de un dobléz no será menor que  $f_y/60\sqrt{f'_c}$  por el diámetro de la barra doblada, a menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro no menor que el de ella, o se confine adecuadamente el concreto, por ejemplo mediante refuerzo perpendicular al plano de la barra. Además, el radio de dobléz no será menor que el que marca la respectiva norma DGN, para prueba de doblado.

En todo dobléz o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

## II.8.5 EMPALMES

Las barras de refuerzo pueden empalmarse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos de unión. Las especificaciones y detalles dimensionales de los empalmes deben mostrarse en los planos. Todo empalme soldado o con dispositivo mecánico debe ser capaz de transferir por lo menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de tensión de las barras, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de estas.

### EMPALMES DE BARRAS SUJETAS A TENSION:

En lo posible deben evitarse los empalmes en secciones de máximo esfuerzo de tensión. Cuando se empalme por traslape más de la mitad de las barras en un tramo de 40 diámetros, o cuando los empalmes de hacer en secciones de esfuerzo máximo, deben tomarse precauciones especiales, consistentes, por ejemplo, en aumentar la longitud de traslape o en utilizar hélices o estribos muy próximos en el tramo donde se efectúa el empalme.

La longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo,  $l_d$ , calculada según la sección II.8.1 ni menor que  $(0.01 f_y - 6)$  veces el diámetro de la barra.

Si se usan empalmes soldados o mecánicos deberá comprobarse experimentalmente su eficiencia. En una misma sección transversal no debe empalmarse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33% del refuerzo. Las secciones de empalme distarán entre sí no menos de 20 diámetros.

## EMPALMES DE MALLA DE ALAMBRE SOLDADO

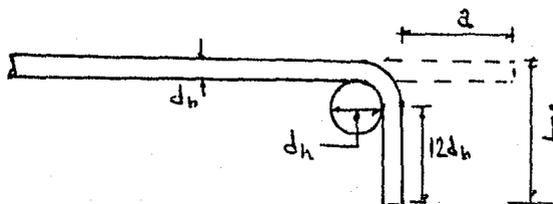
En lo posible deben evitarse empalmes por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres bajo cargas de diseño (ya multiplicadas por el factor de carga) sea mayor que  $0.5 f_y$ . Cuando haya la necesidad de usar traslapes en las secciones mencionadas, deben hacerse de modo que el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no sea menor que la separación entre alambres transversales más 5 cm. En empalmes por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres sea menor o igual que  $0.5 f_y$ , el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que 5 cm.

### EMPALMES DE BARRAS SUJETAS A COMPRESION:

Si el empalme se hace por traslape, la longitud traslapada no será menor que la longitud de desarrollo para barras a compresión, calculada según la sección II.8.1, ni que  $(0.01 f_y - 10)$  veces el diámetro de la barra. Cuando la resistencia especificada del concreto,  $f'_c$ , sea menor de  $200 \text{ Kg/cm}^2$ , los valores anteriores se incrementaran en 20%.

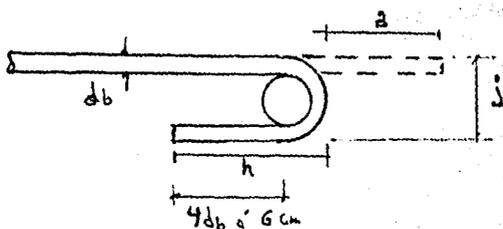
### II.9 RECOMENDACIONES PARA GANCHO TIPO STANDAR SEGUN MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, SECCION H: CONCRETO REFORZADO, C.F.E.-1970.

Ganchos doblados a  $90^\circ$



Número de varilla	Diámetros $d_h$ recomendados
2, 2.5, 3, 4 y 5	6 $d_b$
6, 7 y 8	8 $d_b$
9, 10 y 12	10 $d_b$

Ganchos doblados a 180°



Número de Varilla	Diámetros $d_h$ recomendados
2, 2.5, 3, 4 y 5	6 $d_b$
6, 7 y 8	8 $d_b$
9, 10 y 12	10 $d_b$

Diámetros Mínimos Recomendados

Número de Varilla	Diámetro $d_h$ Mínimo
2, 2.5, 3, 4 y 5	5 $d_b$
6, 7 y 8	6 $d_b$
9, 10 y 12	8 $d_b$

En la tabla II.15 se dan dan medidas recomendadas para poder formar los ganchos tanto de 90° como de 180°

Tabla II.15 Medidas recomendadas para ganchos en cm.

No. de varilla	Ganchos 90°		Ganchos 180°		
	a	j	a	j	Aprox. h
2	9	10	10	5	9
2.5	11	13	12	6	10
3	14	15	13	8	10
4	19	21	15	10	12
5	23	27	18	13	13
6	27	32	20	15	15
7	32	37	25	18	18
8	37	42	33	25	23
9	42	49	38	29	26
10	47	59	50	39	32
12	58	71	60	50	40

## II.10 EJEMPLOS

### Ejemplo No.1

Una viga continua con un ancho de 30 cm y un peralte efectivo de 71 cm tiene 4 varillas del # 8 como refuerzo longitudinal de tensión en la parte superior, sobre los apoyos; - el cortante vertical total en los apoyos es de 22,700 Kg. --- Calcúlese el esfuerzo unitario de adherencia si  $f'c=210\text{Kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ .

Solución:

Datos:  $b=30\text{cm}$ ,  $d=71\text{cm}$ .  $A_s=4\text{var \# 8}$

$V_{\text{max}} = 22,700 \text{ Kg}$   $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$   $f_y= 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Fórmula utilizada  $u = V/jd\phi_s$  - - - - - (II.11)

1.- Caso según Reglamento D.D.F. tabla II.1

para un  $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

tenemos:

$$j = 0.87$$

Una varilla del # 8 tiene un perímetro de 8 cm. por lo tanto cuatro varillas tendrán  $4 \times 8 = 32$  cm. por lo que  $N_o = 32$  cm. Substituyendo en la ecuación (II.11)

$$u = 22,700 / 0.87 \times 71 \times 32 \quad u = 11.48 \text{ Kg/cm}^2$$

2.- Caso según Reglamento ACI-318-77 Tabla II.2 para un  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  (grado 42) tenemos

$$f_s = 1700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$j = 0.89$$

$$u = 22,700 / 0.89 \times 71 \times 32 \quad u = 11.23 \text{ Kg/cm}^2$$

Se podrá notar que la diferencia es mínima.

Consultando la tabla II.3 podemos ver que el esfuerzo permisible de adherencia para varillas corrugadas # 8 y de Lecho Superior es de  $U_p = 13.0 \text{ Kg/cm}^2$  lo cual es mayor que el calculado en los dos CASOS  $U_p > u$ . Por lo tanto las 4 varillas del # 8 son aceptables.

Si el esfuerzo real hubiese excedido el permisible hubiera sido necesario utilizar un número mayor de varillas más pequeñas; dichas varillas deberían tener el  $A_s$  requerida por flexión, pero un  $N_o$  mayor.

Ejemplo No. 2

Consideremos una viga en la cual el peralte efectivo es  $d = 35 \text{ cm}$ ,  $V_{max} = 11,350 \text{ Kg}$ ,  $f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$

As requerida =  $13.35 \text{ cm}^2$  y  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
para varillas de Lecho Superior

Solución:

La cantidad de varillas requerida por esfuerzos de adherencia es  $N = V/d Q_1$  ecuación (II.13)

- De la tabla II.1  $j = 0.84$
- De la tabla II.2  $j = 0.87$
- De la tabla II.4 para  $f'c = 210$  y  $j = 0.84$   
 $Q_1 = 88$

para  $f'c = 210$  y  $j = 0.87$   
 $Q_1 = 91$

por lo que:

$$N = 11,350 / 35 \times 88 = 3.68$$

$$N = 11,350 / 35 \times 91 = 3.56$$

La diferencia es mínima

Se tomará  $N=4$  varillas como cantidad mínima. Proponiendo 2 var # 6 y 2 var # 7  $A_s = (2 \times 2.87) + (2 \times 3.87) = 13.48 \text{ cm}^2$

la cual es aceptable, ya que solo se requieren  $13.35 \text{ cm}^2$  por esfuerzos de flexión.

Al determinar los esfuerzos reales de adherencia,  $\Sigma_o$ , es igual a la suma de los perímetros de todas las varillas longitudinales, si todas son del mismo tamaño; sin embargo, si son de tamaños varios.

$\Sigma_o = \frac{N A_s}{D}$ , donde  $A_s$  es el área de acero total, y  $D$  es el diámetro de la varilla.

más grande

$$\Sigma_o = 4 \times 13.48 / 2.2 = 24.51 \text{ cm}$$

entonces de la ecuación II.11  $u = V / j d \Sigma_o$

$$u = 11,350 / 0.84 \times 35 \times 24.51 = 15.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u = 11,350 / 0.87 \times 35 \times 24.51 = 15.21 \text{ Kg/cm}^2$$

la diferencia es mínima

En la tabla II.3 vemos que para varillas # 6 de Lecho Superior  $U_p = 17 \text{ Kg/cm}^2$

Varillas # 7 de Lecho Superior

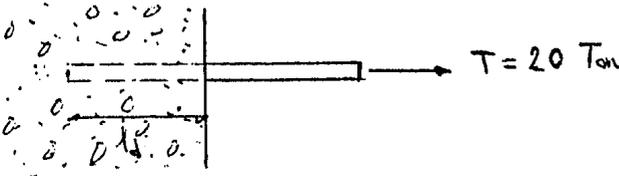
$$U_p = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

Para varillas del # 6  $U_p > u$

y para varillas del # 7  $U_p$  Ligeramente menor que  $u$  por lo tanto se acepta esta combinación.

### Ejemplo No. 3

Calcular la longitud de desarrollo de una varilla de acero de alta resistencia  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  que debe resistir una fuerza de tensión de  $T = 20 \text{ Ton}$ , el concreto es de una resistencia  $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$



Solución El área de la varilla será

$$A_s = T/f_y = 20,000/4200 = 4.95 \text{ cm}^2$$

Esto indica que se requiere una varilla del # 8, que tiene una área de  $5 \text{ cm}^2$ . Si se usa una varilla corrugada tenemos:

Según el Reglamento ACI-318-77

para var. # 11 o menor

$$l_d = 0.06 A_b f_y / f'_c \geq 0.006 d_b f_y \quad \text{Tabla II.6}$$

$$l_d = 0.06 \times 5 \times 4200 / \sqrt{250} = 79.70 \text{ cm.}$$

$$l_{d \text{ min}} = 0.006 \times 2.54 \times 4200 = 64.00 \text{ cm} < 79.70 \text{ cm.} > 30 \text{ cm.}$$

Por tratarse de varilla de Lecho Superior de la tabla II.7 - tenemos que el factor por el cual debe multiplicarse la longitud de desarrollo es 1.4

$$l_d = 79.70 \times 1.4 = 111.58 \text{ cm}$$

De la tabla II.8 no hay ningún factor que se pueda aplicar a este caso por lo que

$$l_d = 112 \text{ cm}$$

En caso de que por algún motivo no se pueda poner -  
 recta la varilla se usaría un gancho estándar, por lo que la -  
 longitud de desarrollo o de anclaje se calcula de la siguien-  
 te manera.

$$f_h = \xi f'c \quad \text{sección 1.7.5}$$

de la tabla II.11 para  $f_y = 4200$

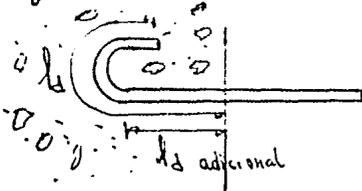
$$\xi = 0.034 \times 4200 = 142.80 > 95$$

por lo que  $\xi = 95$

$$f_h = 95 \sqrt{250} = 1502.08 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo que queda por desarrollar entre la cara -  
 del empotramiento y el principio del gancho es:

$$f_y - f_h = 4200 - 1502.08 = 2691.92 \text{ Kg/cm}^2$$

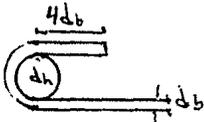


$$l_d = (0.06 \times 5 \times 2691.92 / \sqrt{250}) = 51.08 \text{ cm}$$

$$d_d \text{ min} = 0.006(2.54) \times 2691.92 = 41.02 < 51.08 > 30 \text{ cm.}$$

$$l_d = 51.08 \times 1.4 \quad l_d = 71.51 \text{ cm.}$$

Si se usa un gancho a 180° tenemos:



$$l_{\text{gancho}} = \frac{1}{2} \pi (d_h + d_b) + 4 d_b$$

para varillas # 8  $d_h = 8 d_b$

$$l_{\text{gancho}} = \frac{1}{2} 3,1416(8 \times 2.54 + 2.54) + 4 \times 2.54 = 46.06 \text{ cm.}$$

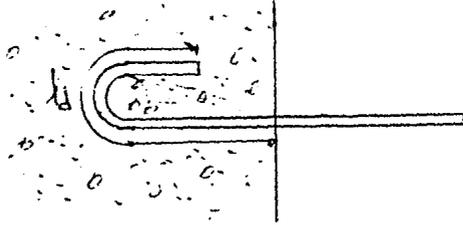
por lo tanto

$$l_t = l_d + l_g = 71.54 + 46.06 = 117.60 \text{ cm.}$$

$$\therefore l_t = 118 \text{ cm.}$$

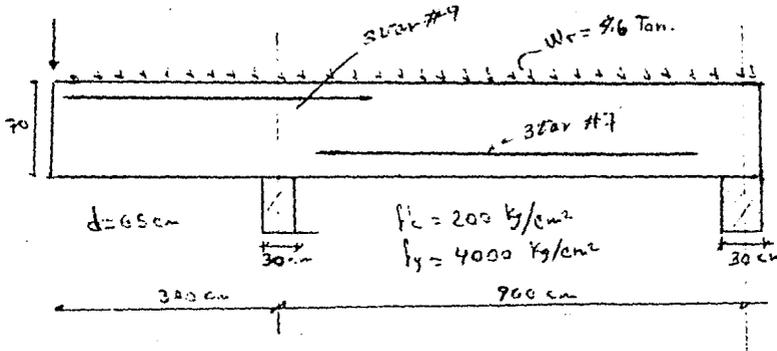
Esta longitud es mayor que la que se obtuvo si se colocará la varilla recta.

Si se usan ganchos que no cumplan los requisitos geométricos de los ganchos estándar, la longitud de desarrollo total se determina como si se tratase de un anclaje recto y se mide como se muestra en la figura:



Ejemplo No. 4

Dada la siguiente viga con los datos y diagramas mostrados hacer el detallado del refuerzo.



Solución Según Reglamento ACI-318-77

$$3 \text{ var } \# 9 = 3 \times 6.42 = 19.26 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ var } \# 7 = 3 \times 3.87 = 11.61 \text{ cm}^2$$

Según la disposición de la sección II.7.11 en miembros continuos debe prolongarse a lo largo de la misma cara  $1/4$  del refuerzo para momento positivo y anclaje en el apoyo una distancia mínima de 15 cm.

Además el refuerzo se debe extender más allá del punto donde no se requiera una distancia de  $12 d_b$  o  $d$  el que sea mayor Ver Fig. II.27

Por lo menos  $1/3$  del refuerzo por momento negativo -- tendrá una longitud de anclaje más allá del punto de inflexión no menor de  $d, 12 d_b$  ó  $l_c/16$  el que sea mayor sección II.7.12.

Para definir los cortes de varillas y revisar los requisitos de anclaje es necesario conocer las longitudes de desarrollo,  $l_d$ .

Los cortes de varillas suelen hacerse por métodos semi-gráficos basados en el supuesto de que las áreas de acero son aproximadamente proporcionales a los momentos. En el ejemplo resulta evidente que sólo puede cortarse una varilla, tanto en la cara superior como en la inferior.

Para determinar las secciones donde dejan de ser necesarias las varillas cortadas, se trazan horizontales que indiquen la capacidad para resistir momentos de las varillas que se continúan.

Anclaje para varillas negativas.

$$l_d = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c} = 0.06 \times 6.42 \times 4000 / \sqrt{200} = 109 \text{ Rige}$$

$$0.006 d_b f_y = 0.006 \times 2.9 \times 4000 = 70$$

no menor de 30 cm.

por ser varilla de Lecho Superior

$$l_d = 1.4 \times 109 \quad l_d = 153 \text{ cm}$$

Varillas para Momento Positivo

$$l_d = 0.06 \times 3.87 \times 4000 / \sqrt{200} = 56 \text{ cm Rige}$$

$$0.006 \times 2.2 \times 4000 = 53 \text{ cm.}$$

no menor de 30 cm

$$l_d = 66 \text{ cm.}$$

Distancia a la que se debe prolongar el acero negativo más allá del punto de inflexión.

$$d = 65 \text{ cm}$$

$$12 d_b = 12 \times 2.9 = 35 \text{ cm.}$$

$$l_c / 16 = [900 - 30 \text{ (ancho apoyo)}] / 16 = 54 \text{ cm}$$

$$\text{Rige } d = 65 \text{ cm.}$$

Distancia a la que debe prolongarse el acero positivo y negativo después de la sección donde no se requiere este.

$$d = 65 \text{ cm}$$

$$12 d_b = 12 \times 2.9 = 35 \text{ cm}$$

$$12 d_b = 12 \times 2.2 = 27 \text{ cm.}$$

$$\text{Rige } d = 65 \text{ cm.}$$

De lo anterior se ve que el diagrama de momentos debe desplazarse 65 cm tanto el positivo como el negativo.

$$\text{Mr } 3 \text{ var } \# 9 = 43.8 \quad \text{Mr } 2\#9 = \frac{2}{3} \times 43.8 = 29.2 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Mr } 3 \text{ var } \# 7 = 27.2 \quad \text{Mr } 2\#7 = \frac{2}{3} \times 27.2 = 18.2 \text{ Ton-m}$$

Para momento positivo

$$\frac{\text{Mr}}{\text{Vr}} = \frac{18.2}{16} \times \frac{10^5}{10^3} = 114 \text{ cm} > l_d = 66 \text{ cm}$$

$$\frac{\text{Mr}}{\text{Vr}} = \frac{18.2}{15.8} \times \frac{10^5}{10^3} = 115 \text{ cm} > l_d = 66 \text{ cm}$$

de donde no se necesitó anclaje especial adicional sección - II.7.11 Fig. II.29

1/3 As(-) nos da 1 varilla por lo que se ve que al continuar 1 sola varilla se cumple con esta disposición sección II.7.12

1/4 As(+) nos da más de 1 varilla por lo que al continuar dos varillas también cumplimos con esta disposición - - - sección II.7.11

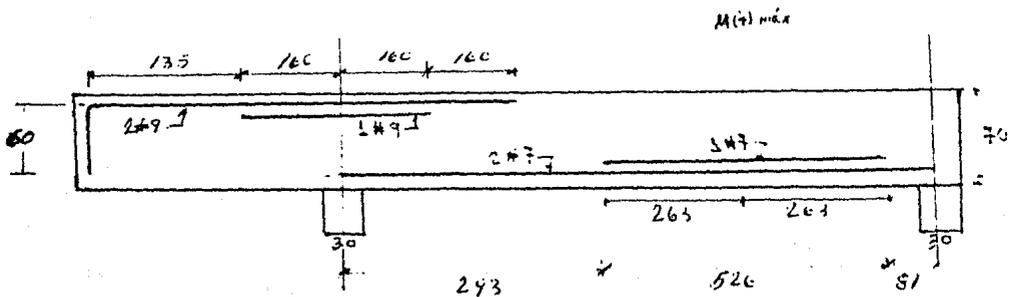


Del diagrama de momento flexionante vemos que:  
 Para el Momento Positivo;

La primera varilla cortada a cada lado de la sección de máximo momento tiene una longitud de 198 cm. pero como se debe desplazar el diagrama 65 cm. la longitud total nos da 263 que es mayor que la longitud de desarrollo,  $l_d$ , que se requiere de 66 cm. En el apoyo derecho la distancia que sobra es de 81 cm mayor que  $l_d$  por lo que las varillas no se requiere de dar anclaje adicional tampoco, lo mismo sucede en el apoyo izquierdo además no se puede cortar otra varilla porque entonces no se cumpliría con continuar  $1/4$  del acero positivo -- además estas varillas que se continúan están 15 cm. adentro de los apoyos: como se especifica en la sección II.7.11

Para el Momento Negativo:

La primera varilla a cada lado de la sección de máximo momento tiene una longitud de 74 y 60 cm. respectivamente pero como se debe desplazar el diagrama de 65 cm. nos da una longitud de 139 y 125 cm. respectivamente, longitudes que son menores que  $l_d = 153$  cm. por lo que la varilla se continúa una longitud igual o mayor en este caso se continuó 160 cm. a cada lado de la sección. En el punto de inflexión la distancia que sobre después del corte de la varilla es de 117 cm. por lo que es menor que  $l_d$  por lo que las 2 varillas que se continúan se les da una longitud igual o mayor que  $l_d$  en este caso 160 cm. En el otro extremo la longitud que sobra es de 135 cm por lo que se deben doblar las varillas por lo menos:  $153 - 135 = 18$  cm. si se usa un gancho estándar de  $90^\circ$  este nos da una longitud de 60 cm por lo que las dos varillas se anclan esta longitud, y al continuar estas dos varillas se cumple  $1/3 A_s(-)$  según sección II.7.12.



**CAPITULO III**

**REQUISITOS DE REFUERZO**

### III.1 GENERALIDADES

Los buenos detalles estructurales son vitales para -- que las estructuras de concreto reforzado tengan un desempeño satisfactorio. Al paso de los años, gradualmente se ha desarrollado una práctica estándar para los detalles del refuerzo. -- La preparación apropiada para los planos estructurales de armados requiere de conocimientos generales de todo el procedimiento constructivo, desde la etapa de diseño hasta la colocación del acero de refuerzo.

Algunos de los principios más importantes de guía en el arte del detallado son los asociados con la adherencia y el anclaje.

Una de las ventajas del concreto reforzado como material estructural radica en la facilidad con que puede variar la resistencia de los elementos a lo largo de sus ejes longitudinales, con el fin de ajustar dicha resistencia a la magnitud de las acciones internas.

Por ejemplo en una viga libremente apoyada sujeta a carga uniformemente distribuida, el momento flexionante es máximo en el centro del claro y muy pequeño cerca de los apoyos. Por lo tanto, se requiere mayor resistencia a flexión en el -- centro del claro que en otras secciones de la viga. Esto puede lograrse disminuyendo el número de varillas del refuerzo de flexión cerca de los apoyos, como se muestra esquemáticamente en la Fig. III.1. Al cortar las varillas longitudinales, se disminuye el peso total del acero de refuerzo, lo cual redonda en economía de materiales.

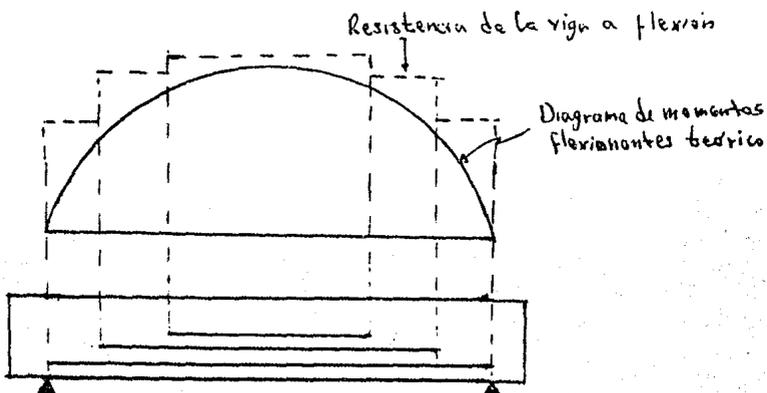


Fig. III.1 Variación de la resistencia a flexión de una viga mediante el corte de varillas del refuerzo de flexión.

El corte de varillas y, en general, todas las recomendaciones relativas a colocación de varillas, formación de ganchos en los extremos, formación y colocación de estribos y hélices y otros aspectos similares, pueden dominarse detallado del refuerzo. El detallado del refuerzo tiene importancia no únicamente para lograr economía en la cantidad de refuerzo, sino -- también para conseguir estructuras de comportamiento adecuado

### III.2 CAMBIO DE DIRECCION DE LAS FUERZAS INTERNAS

Siempre que un miembro estructural de concreto cargado no sea recto o cuando cambian abruptamente sus dimensiones se generan fuerzas internas. A veces se ignora la existencia de estas fuerzas, aunque se deben considerar cuando se detallan los miembros.

Las dos fuerzas a tensión  $T_1$  y  $T_2$  generados en el quiebre de las varillas de refuerzo Fig. III.2 no son unidireccionales; en consecuencia, resulta una tercera fuerza  $R$ , lo que tendería a producir una grieta de fisuración a lo largo de la varilla, de vencerse la resistencia a tensión del concreto.

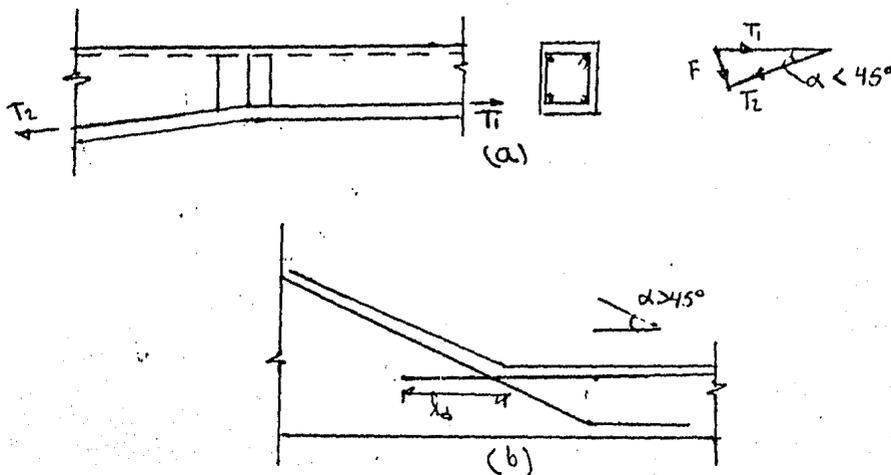


Fig. III.2 Cambios de dirección de la fuerza de tensión(a) - Usando estribos cuando el cambio angular es pequeño. (b) Varillas principales traslapadas cuando la inclinación es grande.

En los casos en que el cambio angular es pequeño  $\alpha < 15^\circ$ , se pueden utilizar estribos en el quiebre y en la vecindad inmediata para transferir la fuerza de la zona a compresión del miembro. Para impedir el agrietamiento prematuro, es aconsejable proporcionar conservadoramente el refuerzo de estribos (V.gr. para 1.5 F). Para cambios angulares mayores -- hay que anclar el refuerzo por medio de una extensión recta -- de manera que no se genere ninguna fuerza transversal en el -- quiebre ver Fig. III.2 (a)y(b).

El mismo principio se aplica cuando la fuerza interna a compresión cambia abrupta o continuamente su dirección. La Fig. III.3 muestra la resultante que apunta hacia afuera generada en una pequeña viga T. Se deben suministrar en el patín para impedir una separación del patín.

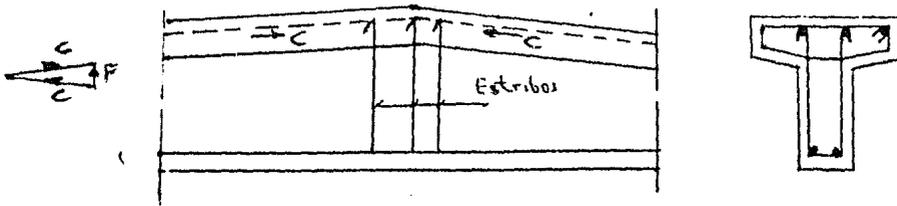


Fig. III.3 Cambio direccional de la fuerza de compresión en vigas "T"

En los miembros curvos, tales como los que aparecen en la Fig. III.4, fuerzas radiales iguales y opuestas inducidas -- por los momentos flexionantes pueden provocar tensión transversal interna, por lo que se requieren estribos espaciados -- regularmente para permitir que estas fuerzas se balaceen mutuamente. Se puede suponer que un estribo de dos ramas puede resistir efectivamente la fuerza generada por todas las varillas curvas a flexión dentro de una distancia de 15 diámetros de estribos entre las dos ramas.

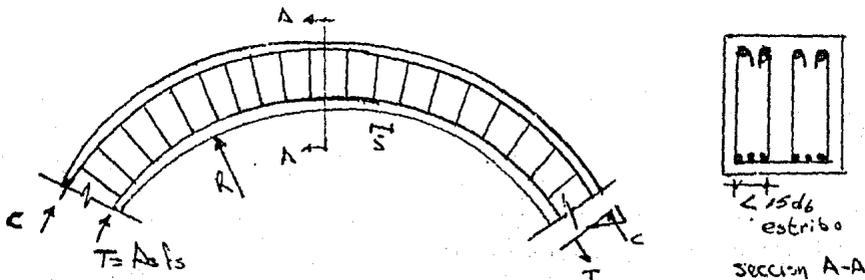


Fig. III.4 Los estribos resisten las fuerzas radiales en los miembros curvos.

El espacio s entre los estribos debe elegirse de tal manera que el recubrimiento no se desprenda entre dos estribos, cuando las varillas curvas tienden a enderezarse. Las varillas curvas pueden provocar fisuración y consecuente deslajamiento del recubrimiento en estructuras, tales como las placas circulares. Los reglamentos especifican la forma de los dobleces agudos, como los que ocurren en los ganchos, de manera que limiten las presiones resultantes de apoyo y esfuerzos de fisuración. En los reglamentos se supone que hay suficiente refuerzo transversal para resistir las fuerzas transversales a tensión para el caso que ocurra una grieta de fisuración. Para que puedan utilizarse varillas dobladas hacia arriba en las vigas, se les debe mantener alejadas del lado de las vigas donde es máximo el peligro de desprendimiento del Zuncho.

### III.3 REFUERZO EN VIGAS

Debe ser evidente que la única manera de lograr comportamiento satisfactorio y resistencia adecuada es mediante la interacción eficiente del concreto y el acero, lo que se logrará por medio del detallado hábil.

#### III.3.1 ZONAS DE ANCLAJE

Del estudio del comportamiento de adherencia, se desprende que las condiciones del esfuerzo del concreto que rodea a una varilla anclada deben tener un efecto considerable en la calidad de la adherencia. Generalmente constituye una práctica aceptada que las varillas terminen en las zonas a compresión. Sin embargo, es dudosa que se pudiera obtener mucho beneficio de esta clase de arreglo en todos los casos. Es improbable que los esfuerzos de compresión que actúan paralelos a una varilla reduzca el peligro de fisuración originado en que los esfuerzos de tensión actúan perpendiculares a la varilla. Es cierto que una zona a compresión está libre de grietas transversales que se conocen como el origen de las grietas de fisuración. Las varillas del fondo en el claro extremo de las vigas continuas muestran mejor anclaje en el extremo simplemente apoyado que en la proximidad del punto de inflexión donde entran a una zona a compresión, lo que indica que los esfuerzos a compresión que actúan transversalmente a una varilla anclada son más benéficos. Así sucede cuando la reacción se aplica a la cara a tensión de una viga, Fig. III.5. En forma análoga, cuando se sujeta el concreto a esfuerzos de tensión transversal, las condiciones de adherencia solo pueden

deteriorarse, lo que puede suceder para las varillas superiores en las vigas T que están en la zona de momentos negativos de la losa soportada Fig. III.5. Untrauer y Henry han demostrado que la resistencia de adherencia aumenta apreciablemente cuando hay presión normal. El aumento es más pronunciado en la carga máxima y para varillas más grandes, lo que sugiere que pueda ser mejor buscar áreas de presión normal, de preferencia a zonas a compresión para el anclaje de refuerzo a flexión.

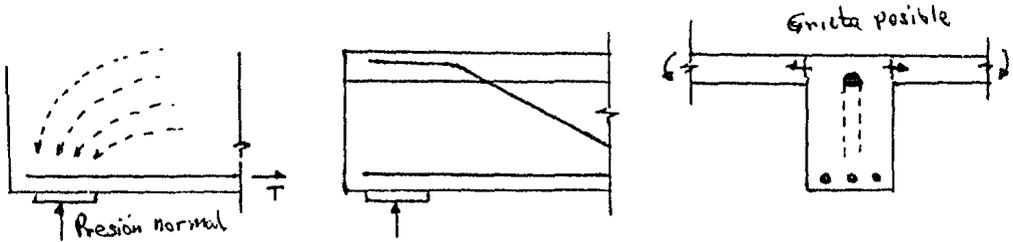


Fig. III.5 Presión a tensión transversal en el anclaje del refuerzo de viga.

Cuando las varillas se terminan en la zona a tensión de una viga que contiene suficiente refuerzo transversal en el alma, se puede obtener considerable beneficio de la compresión que existe en el alma como resultado de acción de armadura. Por esta razón se pueden doblar las varillas horizontales en el alma para exponerlas a la presión diagonal como se muestra en la Fig. III.6

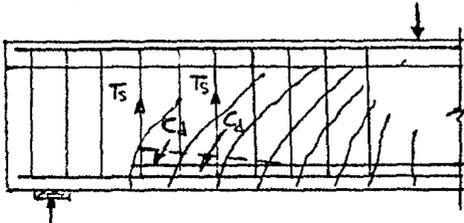


Fig. III.6 Anclaje de varillas a flexión en zona de compresión diagonal.

Por razones semejantes se puede mejorar en forma considerable el anclaje de gancho en el extremo simplemente soportado de una viga, si se inclinan los ganchos, o de preferencia si están en una posición casi horizontal. De esa manera se contrarrestan mayormente los efectos de fisuración por la presión normal que se origina de la reacción Fig. III.7.

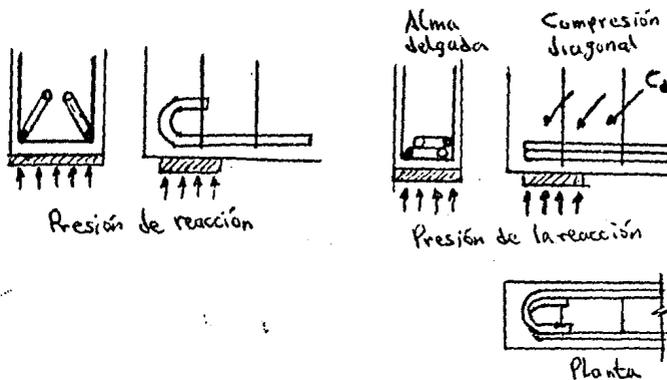


Fig. III.7 Utilización de compresión transversal en anclajes a base de ganchos.

En las vigas precoladas de concreto la longitud disponible para el anclaje del extremo puede ser tan corta que sólo dispositivos especiales Fig. III.8, pueden asegurar el desarrollo de la resistencia requerida de las varillas. En muchos casos, tales como con ménsulas o vigas de gran peralte, se pueden utilizar varillas cruzadas soldadas al refuerzo a flexión Fig. III.8

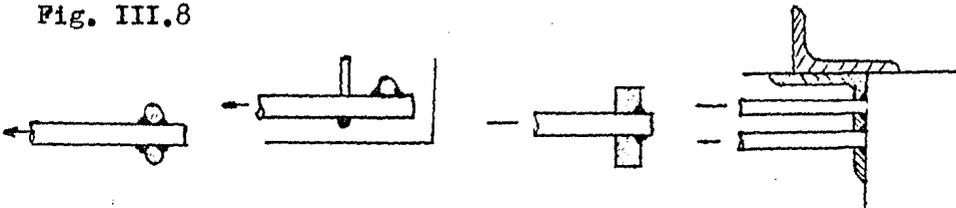


Fig. III.8 Dispositivos especiales de anclaje empleados cuando se dispone de suficiente longitud de anclaje.

Debido a que con mucha frecuencia el punto de apoyo está próximo al extremo libre de la viga, la falla a lo largo de una grieta diagonal aguda es una clara posibilidad Fig. III.9. Se pueden suministrar varillas adicionales inclinadas de diámetro pequeño para asegurar que no ocurra falla de deslizamiento. El tamaño de las varillas se puede determinar utilizando el concepto de fricción a cortante de transferencia de carga. Recuérdese que las condiciones de anclaje para varillas superiores siempre son inferiores a las correspondientes a varillas inferiores, debido a la mayor sedimentación y

a que el concreto envolvente puede estar en estado de esfuerzo de tensión transversal, o con mayor frecuencia, que está agrietado. Esto es especialmente cierto en las columnas interiores de pisos donde se intersectan las vigas. Incluso bajo carga de trabajo, tales áreas de una viga pasan parte de la carga a las zonas de momentos positivos debido a la pérdida de rigidez, efecto que no es perjudicial en forma alguna en tanto que el proporcionado y cuidadoso detallado del anclaje del refuerzo positivo permitan que acepte la carga redistribuida.

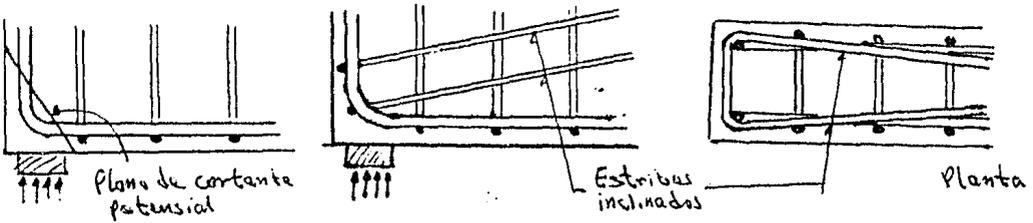


Fig. III.9 Refuerzo para impedir la falla a cortante deslizante cuando la reacción se aplica próxima al extremo Libre de la viga.

La concentración y arreglo en capas múltiples del refuerzo negativo representa otra fuente del deterioro de la adherencia. Puede producir un aumento de los anchos de las grietas. La dispersión del acero negativo hacia la losa adjunta, de preferencia utilizando varillas de diámetro más pequeño, tiene la ventaja adicional de dar un brazo de palanca interno un poco mayor y de suministrar mejor acceso para los vibradores en una junta de viga-columna generalmente aglomerada Fig III.10. Este procedimiento se debe aplicar con discreción cuando hay fuerte refuerzo del alma. Para que se desarrolle una acción eficiente de armadura, es deseable colocar la mayor parte del refuerzo a flexión dentro de la cesta de ramas múltiples de los estribos.

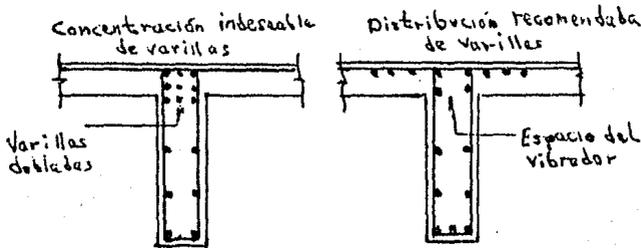


Fig. III.10 Mejora sugerida en el detallado del refuerzo superior de vigas.

En las vigas con una pequeña relación de claro de cortante/peralte ( $a/d$ ), el modo predominante de resistencia a cortante despues del inicio del agrietamiento diagonal es la acción de arco. De acuerdo con ello, se requiere que el refuerzo a flexión funcione como el tirante de este arco. Todo arreglo que reduzca la cantidad de acero a flexión, como el doblar las varillas Fig. III.11-a, probablemente reducir la resistencia máxima a cortante. En tales casos es mejor llevar todo el refuerzo a flexión al soporte Fig. III.11-b. Para permitir que las fuerzas concentradas de adherencia sean transmitidas a estas varillas en una longitud muy corta, no se deben omitir los estribos espaciados estrechamente.

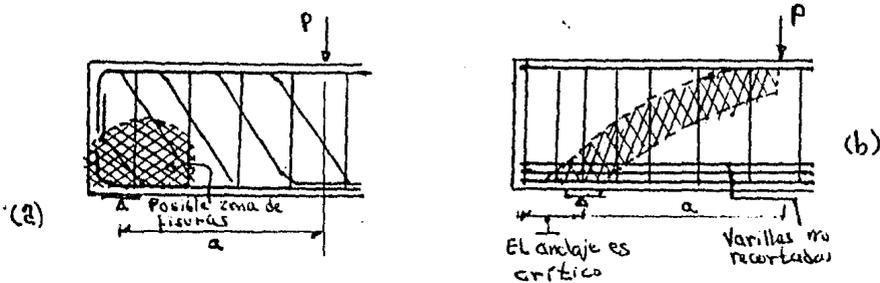


Fig. III.11 Los anclajes en vigas cortas afectan la acción de arco.

Las varillas deben estar separadas en dirección transversal una cantidad suficiente para permitir que pasen libremente las partículas mayores del agregado grueso del concreto. Asimismo, cuando el refuerzo tenga que colocarse en más de una capa, debe haber suficiente separación entre las capas consecutivas, para que todas las varillas queden rodeadas de concreto. Las varillas del lecho superior deben quedar en el mismo plano vertical que las del Lecho inferior. Cuando el porcentaje de acero requerido obliga a usar separaciones pequeñas, pueden agruparse varias varillas en forma de haces o paquetes. Las restricciones que deben respetarse cuando se utiliza este tipo de armado son análogos a los mencionados para columnas.

### III.3.2 INTERSECCION DEL REFUERZO POR FLEXION Y CORTANTE.

Del estudio de una junta de la analogía de la armadura Fig. III.12, se deduce que solo se puede resistir la compresión diagonal en la intersección de los esfuerzos horizontal y vertical, la junta de pasados hipotética de la armadura análoga. Por este motivo, el estribo, que es el miembro a tensión en el alma, debe poder desarrollar toda su resistencia en toda su altura entre las juntas de pasador superior e inferior a lo largo del claro a cortante. No se pretende que los estribos

desarrollen adherencia entre las cuerdas, por lo que se deben anclar en forma acorde. La Fig. III.13 presenta algunas formas

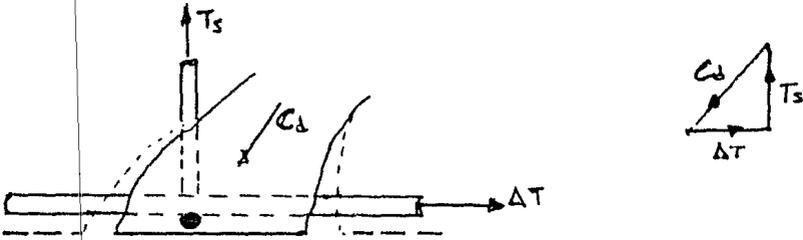


Fig. III.12 Voladizos de concreto actuando como puntales indeseables de estribos y algunas otras que satisficieran los requerimientos dados de anclaje.

Es esencial tener varillas grandes longitudinales que pasen a través de los ganchos de los estribos, ya que deben distribuir el apoyo concentrado recibido de los estribos. Puede ser optimista suponer que el extremo del estribo, que no está doblado alrededor de una varilla longitudinal en la zona a compresión de la viga, está bien anclado. En la carga última, especialmente cuando se han desarrollado grietas diagonales, el eje neutro puede moverse muy próximo al borde a compresión. Ya que los estribos dependen considerablemente de esta forma concentrada de anclaje, es deseable que adjunten apretadamente y que estén en contacto con las varillas longitudinales que rodean. La práctica normal es doblar los estribos alrededor de las varillas longitudinales con un ángulo de  $135^\circ$ . Algunos reglamentos permiten una vuelta de  $90^\circ$  para los estribos. En las articulaciones plásticas donde puede desprenderse el zuncho, un giro de  $90^\circ$  no será satisfactorio, además de que se puede facilitar el comportamiento no satisfactorio de los estribos cerrados -- ilustrado en la Fig. III.14. Cuando hay grandes fuerzas cortantes y se utilizan más de dos varillas para resistir la flexión es más deseable formar una junta de armadura en cada una de las varillas longitudinales, por lo que deben utilizarse estribos de ramas múltiples. Esto asegura que se desarrollen fuerzas de adherencia en los sitios correctos (es decir, en cada varilla longitudinal).

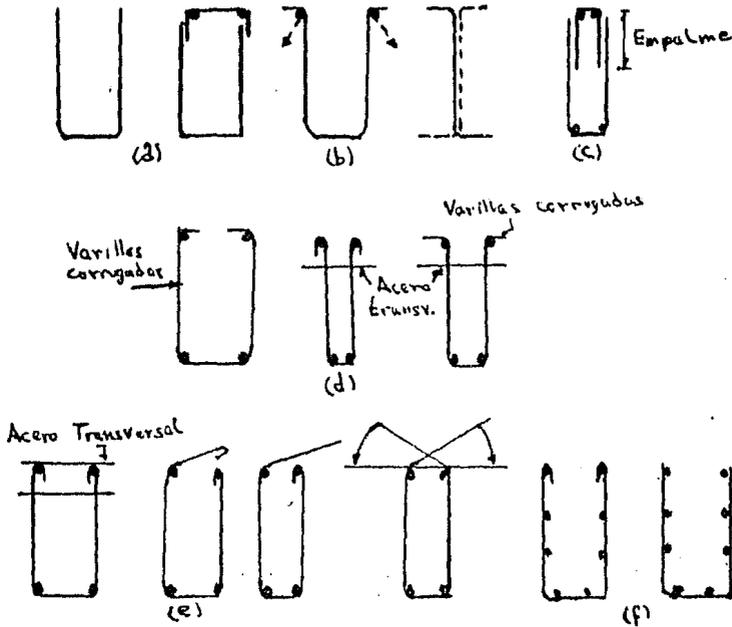


Fig. III.13 Distintas formas de estribos (a) Incorrecto, (b) - Insuficiente, (c) Indeseable, (d) De aplicación limitada, (e) Perfil satisfactorio, (f) Hechos con malla soldada de alambre.

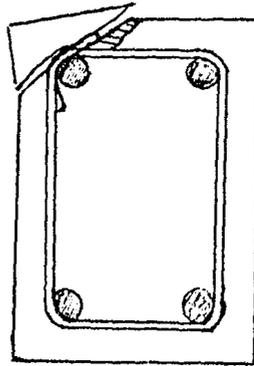


Fig. III.14 Falla posible provocada por anclaje insuficiente - de estribos.

En la Fig. III.15 está representada la concentración indeseable de compresión diagonal en vigas anchas. En ausencia de ramas verticales, de estribos, las varillas centrales no pueden resistir fuerzas verticales, por lo que son ineficientes para recibir fuerzas de adherencia. En vigas de peralte muy grande, aproximadamente más de 50 cm. es necesario colocar algunas-

varillas de refuerzo distribuidas en las caras laterales, para evitar que se formen grietas por contracción en dichas caras.

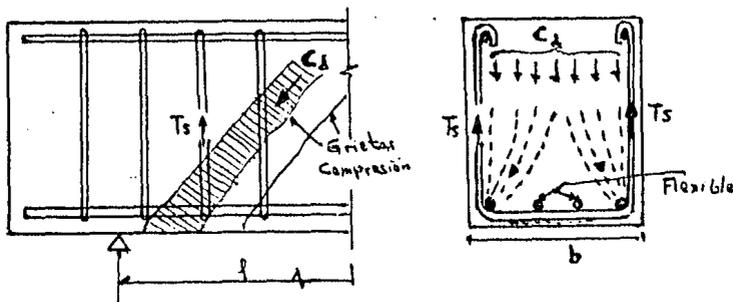


Fig. III.15 Distribución indeseable de la compresión diagonal-  
(Cd) debido a estribos muy anchos.

También se debe tener presente un propósito secundario de los estribos al rodear el refuerzo a tensión o flexión-es - decir, impedir que se habran grietas longitudinales de fisura- - ción generales por adherencia en el claro a cortante. Las am- - plias investigaciones del cortante por Leonhardt y Walter han- - indicado que con frecuencia las varillas dobladas del refuerzo a flexión son responsables de un comportamiento inferior. Se -- pueden dar las siguientes razones para el carácter indeseable de las varillas diagonales dobladas como refuerzo a cortante.

1.- Cuando están espaciadas extensamente, las varillas - dobladas pueden producir una gran concentración de esfuerzos - en los dobleces, lo que puede conducir a fisuración especialmen- te cuando la distribución es asimétrica Fig. III.16

2.- Cuando están espaciadas estrechamente, lo que elimi- naría los efectos indeseables, las varillas dobladas quitan de- masiadas varillas al refuerzo a flexión.

3.- Cuando se comparan con estribos, no suministran con- finamiento para el concreto en compresión.

4.- Generalmente conducen a mayores anchos de grietas.

5.- Son más difíciles de fabricar y de manejar en el -- sitio de construcción y por lo tanto son relativamente costo-- sas.

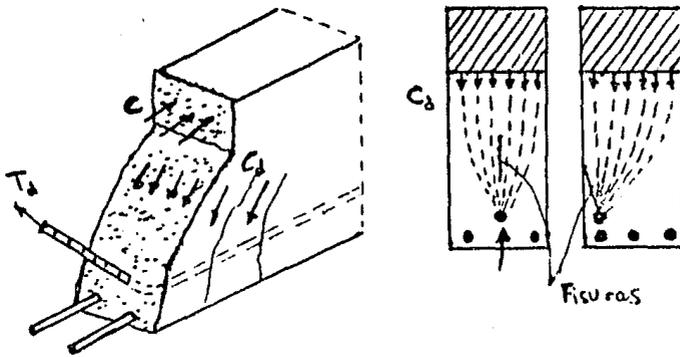


Fig. III.16 Las varillas aisladas dobladas hacia arriba no soportan satisfactoriamente las fuerzas de compresión.

Algunos investigadores sostienen que solo se puede resistir la tensión diagonal mediante varillas diagonales o refuerzo de rejilla; por este motivo, a veces se sugiere que también se suministren varillas horizontales dentro del alma. Las pruebas han indicado que hasta la falla sólo ocurren pequeñas deformaciones en las varillas horizontales intermedias colocadas en las vigas de proporciones usuales. Sin embargo, su efecto benéfico en el control de grietas, especialmente en vigas muy peraltadas, es muy marcado (Fig. III.10). En tales casos se pueden utilizar mallas soldadas de alambre que son ventajosas para el refuerzo del alma. Cuando la carga aplicada ocurre cerca del soporte, produciendo una baja relación de claro de cortante/peralte, la acción de arco se hace predominante después del agrietamiento diagonal. En consecuencia, las varillas horizontales sobre el claro corte a cortante, como en la fig. III.17 mejoran las condiciones alrededor de la reacción y aumentan la resistencia a fricción cortante a lo largo de una grieta diagonal potencial entre los puntos de carga y reacción

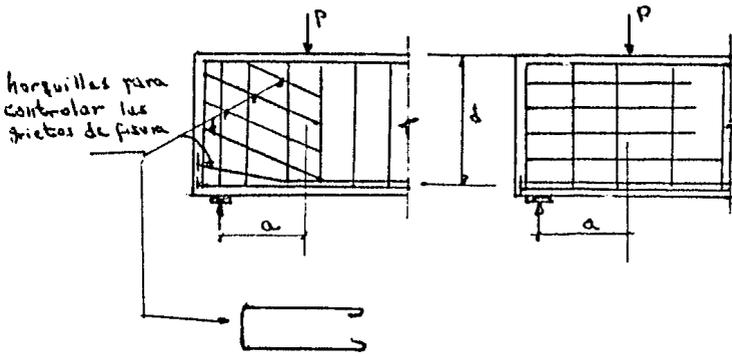


Fig. III.17 Refuerzo secundario inclinado u horizontal cuando la carga se aplica cerca del soporte.

### III.3.3. EL DETALLADO DE LAS ZONAS DE SOPORTE Y DE CARGA

En la mayoría de los experimentos, la carga externa se aplica directamente a la zona a compresión de la viga de prueba, lo que crea un estado biaxial de esfuerzo que mejora el comportamiento en la carga máxima. Las reacciones para las mismas vigas normalmente actúan contra el refuerzo a flexión, como lo muestran las Figs. III.11 y III.17, con lo que mejoran considerablemente las condiciones de anclaje. En las estructuras reales con frecuencia no existen estas condiciones favorables.

Cuando se aplica la reacción al intrados de una viga - Fig. III.18-a, la sección crítica por cortante está aproximadamente a una distancia  $d$  del soporte. Sin embargo, cuando la reacción se aplica desde arriba Fig. III.18-b, la sección crítica está claramente en la cara del apoyo. En el segundo caso el detallador debe tomar precauciones adicionales para asegurar que la reacción se guíe al área correcta de las vigas soportadas o losa, que debe estar suspendida.

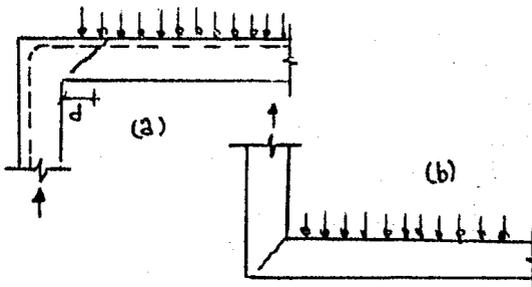


Fig. III.18 La formación de grietas diagonales indica la sección crítica cuando la reacción (a) desde abajo, (b) desde arriba de una viga.

Es esencial que la reacción para las cargas de gravedad siempre se desarrollen en la parte inferior de una viga, sin importar si está simplemente apoyada o es continua. Por ejemplo, la compresión diagonal que resulta de una acción de armadura o de arco en una viga o losa suspendida Fig. III.19, debe encontrar un apoyo efectivo. Por tanto el refuerzo del fondo de la losa a de pasar por encima de las varillas transversales situadas en las esquinas de aros suspendidos espaciados estrechamente. La parrilla así formada en el fondo de la junta del muro y losa es adecuada para recibir la componente vertical de la compresión diagonal.

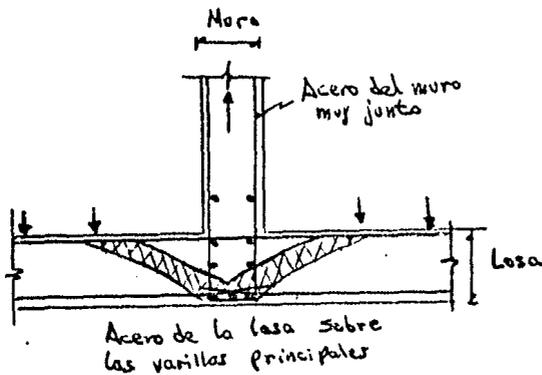


Fig. III.19 El refuerzo del muro espaciado estrechamente fuera del acero horizontal soporta efectivamente una losa suspendida.

Con frecuencia se piensa poco en el desarrollo de la reacción necesaria en el punto en que se soporta una viga secundaria mediante una trabe primaria. Se acostumbra suponer que por medio de acción de armadura se transfiere aproximadamente la mitad de la reacción a la parte superior y la otra mitad a la región inferior de la trabe de apoyo. En la Fig. III.20-a está representada la distribución de fuerzas cortantes que corresponde a esta suposición. Como lo indican las pruebas, el comportamiento real de la viga es distinto. Los mecanismos de concreto siempre resisten una porción del cortante, y debido a que están ausentes la grietas a flexión, no necesariamente se forma la grieta diagonal en el apoyo. Ambos aspectos sugieren que el cortante es tomado predominantemente por la compresión diagonal Fig. III.20-b

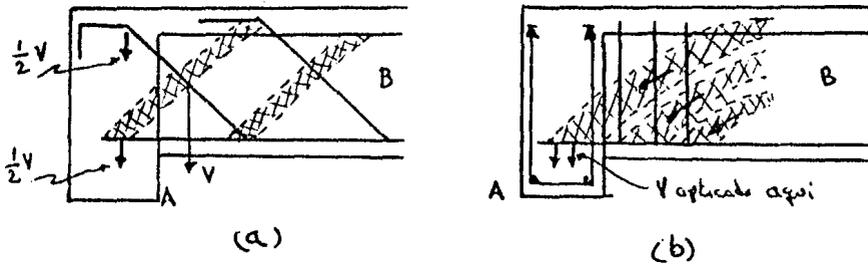


Fig. III.20 Trabe principal que soporta una viga secundaria  
 (a) con varillas a flexión dobladas hacia arriba  
 (b) con estribos

Los estribos en la viga B secundaria y especialmente en la trabe A de la Fig. III.20-b son más adecuados para recibir la fuerza de compresión diagonal. Los estribos en la trabe A deben transmitir la reacción  $V$  a la zona a compresión de la trabe, donde puede descomponerse en fuerzas de compresión diagonal. En la Fig. III.21 se muestra con mayor detalle la distribución sugerida de estribos. Debe tenerse en cuenta la importancia de mantener baja la zona a compresión de las trabes bajo cargas puntuales no directamente aplicadas a la superficie de la viga para asegurar acción eficiente de arco. La acción de arco requiere una reacción horizontal apreciable en el apoyo que en las vigas simplemente soportadas lo proporciona el refuerzo de flexión. Esto impone severas exigencias a los anclajes, y ciertamente explica el tipo más común de falla de arco.

Leonhardt recomienda que los estribos de suspensión que se coloquen en la trabe principal A Fig. III.21, además de los requeridos para la resistencia a cortante, pueden resistir una fuerza  $V_s = (h_b/h_a)V$  en que  $V =$  carga recibida de la viga B,  $h_a$  y  $h_b =$  peralte de las vigas.

Por otra parte, Baumann y Rüşh sugieren que se suministre refuerzo de estribo de suspensión para todo el cortante o fuerza de reacción, puesto que las deformaciones grandes en

estos estribos pueden llevar a grietas de fisuración horizontal a lo largo del refuerzo a flexión de la trabe de soporte. Por lo general, el costo de acero adicional es despreciable. - Cuando se intersectan vigas de peralte igual, el acero del fondo de la viga secundaria debe estar por encima del refuerzo del fondo de la viga de soporte, obteniéndose con esto el máximo beneficio del anclaje como resultado de la presión normal inducida por compresión diagonal en las vigas B secundarias,

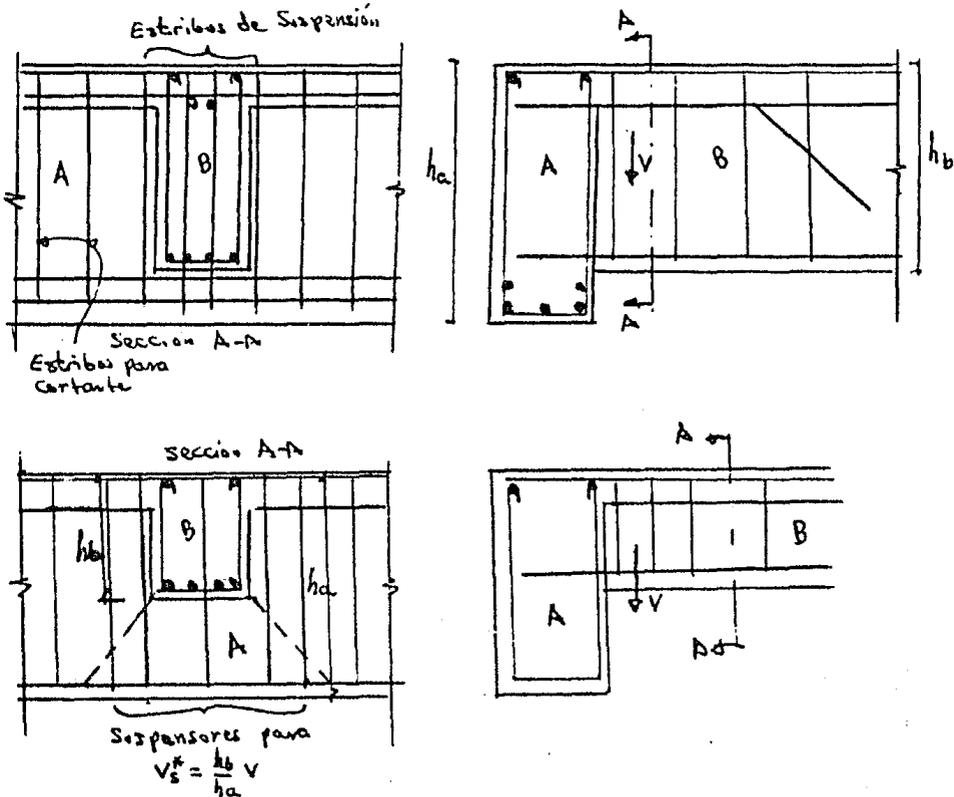


Fig. III.21 Los estribos de suspensión reciben las reacciones de la viga secundaria.

En la Fig. III.22 se muestra un ejemplo, los estribos de suspensión se deben proporcionar para toda la reacción requerida de la viga I a los lados de la trabe de acuerdo con los requerimientos de equilibrio.

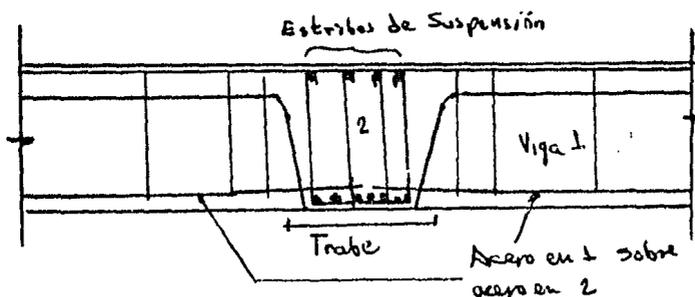


Fig. III.22 Viga que soporta otra viga de igual peralte.

En vigas cargadas simétricamente con dos cargas concentradas existe una zona de momentos constantes entre esas cargas a través de la cual no se transfiere cortante. Cuando esas cargas se originan de vigas secundarias, como en el ejemplo de la Fig. III.21-b, se deben extender los estribos de suspensión requeridos hacia el lado del claro a cortante de la trabe de soporte, ya que los estribos en una zona de momentos constantes son inefectivos.

La losa en voladizo fig. III.23, es otro ejemplo que se encuentra cuando la compresión diagonal se dirige hacia el borde inferior de la viga de soporte. Por tanto, es importante transmitir la reacción desde esta área hacia la parte superior de la viga las varillas individuales mostradas en el diagrama sugieren una solución a este problema.

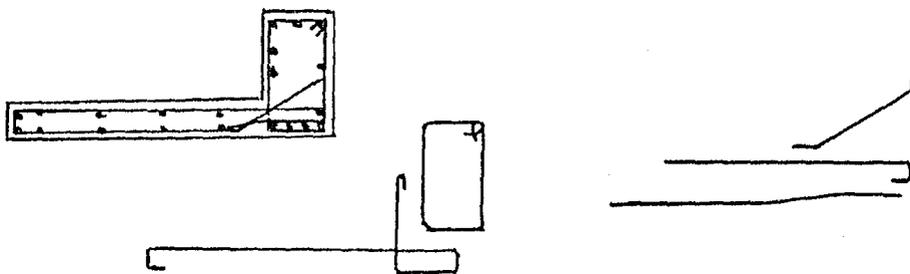


Fig. III.23 Viga que soporta una losa en voladizo.

En la construcción del concreto precolado, con frecuencia se requiere una articulación intermedia a lo largo de un claro. En estos casos es obligatorio el detallado cuidadoso, ya que solo se dispone aproximadamente a la mitad del peralte efectivo de la viga. La fig. III.24-a Indica el flujo de las-

fuerzas internas de compresión. Se deben suministrar estribos de suspensión para transmitir toda la reacción al borde superior de ambas vigas. Desde los extremos de estos estribos se puede desarrollar un puntal diagonal en la dirección de la placa de apoyo. Leonhardt sugirió estribos especiales para 1.2 veces la fuerza cortante  $R$ . La longitud del anclaje del refuerzo inferior, que se supone se extienda por la distancia  $1.2 h_2$ , como en la Fig. III.24-c, debe bastar para desarrollar una fuerza horizontal igual a  $1.2 R$ . Debe haber suficiente refuerzo (de horquilla) que se extienda horizontalmente más allá de las esquinas reentrantes donde se puede desarrollar una grieta diagonal potencial. El refuerzo de los voladizos cortos es semejante al de las mensulas.

Cuando la viga es muy peraltada, se pueden doblar diagonalmente hacia arriba algunas de las varillas a flexión, de acuerdo con la Fig. III.24-b. Con frecuencia es difícil suministrar suficiente anclaje para ellas en la parte voladiza más pequeña de la articulación. Cuando es necesario aplicar cargas concentradas a lo largo de una trabe de concreto reforzado en su parte inferior, se debe utilizar un dispositivo que transfiera esas fuerzas a la parte superior de la viga. La Fig. III.25 muestra algunas soluciones. Ya que no se pretende transferir esta carga a ninguna parte más que a la parte superior de la trabe, se pueden utilizar varillas redondas lisas y destruir la adherencia a lo largo de las mismas.

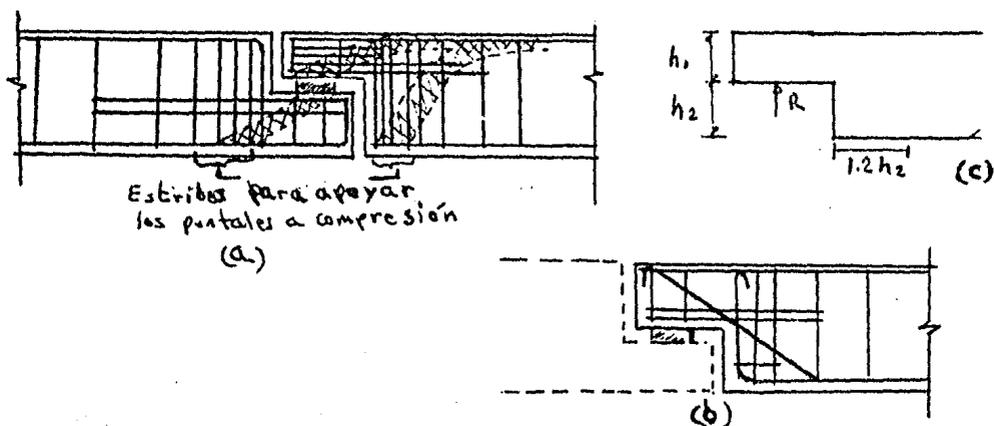


Fig. III.24 Los voladizos cortos forman una articulación en el claro de la viga (a) utilizando refuerzo ortogonal (b) utilizando varillas dobladas hacia arriba.

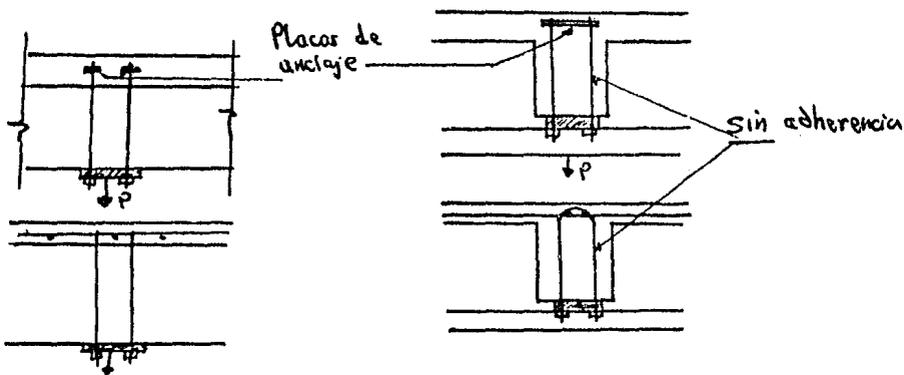


Fig. III.25 Manera de transferir la fuerza aplicada en el intrados de una viga a su parte superior

### III.3.4 RECORTE DEL REFUERZO A FLEXION

Dondequiera que se termina una varilla en la zona a tensión de una viga se crea una discontinuidad. La repentina-reducción al área de acero a tensión produce un aumento súbito en la deformación del acero, lo que a su vez hace que las grietas iniciales por las varillas cortadas se hagan más anchas. Dondequiera que las fuerzas cortantes puedan tomar una magnitud crítica, las grietas iniciadas se inclinan. Probablemente debida a la reducción en resistencia por trabazón -- del agregado, con frecuencia esas grietas conducen a una falla prematura a cortante. En consecuencia, es esencial que se suplemente la resistencia a cortante de esas áreas de una viga mediante refuerzo del alma. Los reglamentos requieren estribos adicionales en la proximidad de los puntos de corte del refuerzo a flexión en la zona a tensión. Ferguson y Husain -- encontraron que aparte de prolongar todo el refuerzo a flexión a través de la zona a tensión, la mejor manera de evitar el inicio de una falla a cortante, es doblar las varillas a tensión hacia arriba, en el alma de la viga Fig. III.6. En el detallado del refuerzo a flexión en la zona a tensión es -- esencial evitar puntos de cambios abruptos. Para demostrar -- este efecto, un investigador colocó una varilla corta adicional en una viga que aparte de ello estaba reforzada adecuadamente. La viga mostró una resistencia más baja a cortante que otra semejante sin la varilla adicional.

El corte de varillas puede hacerse de tal manera que la resistencia de la viga sea siempre ligeramente mayor que el momento flexionante producido por las acciones exteriores--

FIG. III.1 Por otra parte, como el diagrama de momentos puede modificarse respecto al teórico por variaciones en la distribución o en la magnitud de las cargas, y debido a que las varillas deben anclarse en sus extremos, se recomienda que estas se prolonguen cierta distancia generalmente igual o mayor que el peralte de la viga, más allá de la sección en donde puede cortarse teóricamente. Además, debido a que el corte de varillas produce tendencia al agrietamiento en las vigas y disminuye la resistencia a tensión diagonal, no se permite efectuar cortes a menos que se satisfagan ciertos requisitos mínimos respecto a las condiciones de anclaje y de resistencia en tensión diagonal de la viga. Por ejemplo, un requisito muy común es que la resistencia en tensión diagonal en la sección de corte sea sustancialmente mayor que la fuerza cortante en dicha sección. También se recomienda prolongar una parte importante del refuerzo positivo hasta penetrar en los apoyos, aunque teóricamente el momento flexionante sea nulo. De la misma manera, en vigas continuas, debe prolongarse una parte de las varillas de refuerzo negativo más allá del punto de inflexión, de preferencia, conviene prolongar algunas varillas a todo lo largo de la viga. Con esto, la viga queda reforzada contra posibles inversiones de esfuerzos producidos por viento, sismo, asentamientos de los apoyos de la estructura o alguna otra causa imprevista. En los reglamentos de construcción se presentan recomendaciones cuantitativas sobre los aspectos del detallado de varillas mencionadas anteriormente.

#### III.4 RECOMENDACIONES SEGUN REGLAMENTO ACI-318-77 PARA VIGAS

##### III.4.1 REFUERZO LATERAL PARA MIEMBROS A FLEXION

El refuerzo de compresión en vigas debe confinarse con estribos o anillos que satisfagan las limitaciones de tamaño y espaciamiento siguientes, o bien con una malla soldada de un área equivalente:

Todas las varillas de refuerzo deben estar confinadas por medio de anillos laterales del #3, por lo menos, para varillas longitudinales del # 10 o menores; del #4, mínimo, para varillas longitudinales de los # 11 y # 13 y paquetes de estas. Se pueden usar mallas soldadas de alambre corrugado o liso del área equivalente.

El espaciamiento vertical de los anillos no debe exceder de 16 diámetros de la varilla longitudinal, 48 diámetros de la varilla, alambre de los anillos a la menor dimensión del miembro sujeto a compresión.

Los anillos deben disponerse de tal forma que cada varilla longitudinal de esquina tenga apoyo lateral proporcionado por el doble de un anillo con un ángulo comprendido no mayor de  $135^\circ$  y ninguna varilla debe estar separada más de 15 cm. Libres en cada lado a lo largo del anillo desde la varilla lateralmente soportada. Cuando las varillas longitudinales estén localizadas al rededor del perímetro de un círculo, se puede utilizar un anillo circular completo. Ver Fig. III.26

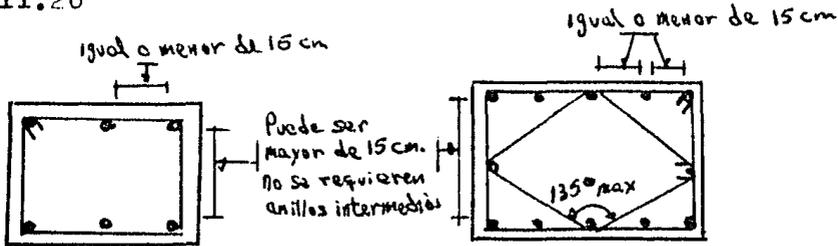


Fig. III.26 Croquis para aclarar las medidas entre las varillas de columnas o vigas con apoyos laterales.

Tales estribos o anillo deben emplearse en toda la distancia donde se requiera refuerzo por compresión.

El refuerzo lateral para miembros de marcos en flexión sujetos a esfuerzos reversibles o a torsión en los apoyos, consistirá en estribos, anillo cerrados o espirales que se extiendan alrededor del refuerzo en flexión.

Los estribos o anillo cerrados se pueden formar en una sola pieza, ya sea traslapando un estribo estándar o por medio de un gancho extremo de una varilla longitudinal, por una o dos piezas unidas mediante un traslape de la clase C (de  $1.7 l_d$ ), o anclándose de acuerdo a la sección II.7.13 del capítulo II

### III.4.2 REFUERZO MINIMO EN MIEMBROS SUJETOS A FLEXION.

En cualquier sección de un miembro sujeto a flexión, donde por el análisis, se requiere acero de refuerzo positivo la relación  $\rho$  proporcionada no será menor que la obtenida por medio de  $\rho = 14/f_y$ , en vigas T y nervaduras, cuando el alma esté en tensión, la relación  $\rho$  se calculará para este propósito utilizando el ancho de dicha alma. Excepto en lo siguiente:

Alternativamente, el área de acero de refuerzo positivo o negativo, proporcionada en cada sección, debe ser por lo menos  $1/3$  mayor que lo requerido por el análisis.

### III.4.3 DISTRIBUCION DEL REFUERZO POR FLEXION EN VIGAS.

El acero de refuerzo de tensión por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tensión por flexión máximas de la sección transversal de un miembro, según lo siguiente:

Cuando la resistencia de diseño a la fluencia,  $f_y$ , para el acero de refuerzo en tensión exceda de  $2800 \text{ Kg/cm}^2$ , las secciones transversales de momentos máximos positivos y negativos deberán proporcionarse para que el valor de  $z$  dado por:

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad \text{donde}$$

$f_s$  = esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio  $\text{Kg/cm}^2$

$d_c$  = espesor del recubrimiento de concreto, medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la varilla o alambre más cercano a esa fibra en cm.

$A$  = Área efectiva en tensión del concreto que rodea a las varillas del refuerzo a tensión por flexión y que tiene el mismo centroide que dicho refuerzo, dividida entre el número de varillas o de alambres, en  $\text{cm}^2$ . Cuando el refuerzo por flexión consista de varillas diferentes o alambres de diferentes tamaños, la cantidad de éstos debe calcularse como el área total de refuerzo dividida entre el área de la varilla o del alambre de mayor tamaño utilizado.

No exceda de  $31,000 \text{ Kg/cm}$  para exposición interior y de  $26,000 \text{ Kg/cm}$ . para exposición exterior. El esfuerzo calculado en el refuerzo debido a las cargas de servicio  $f_s (\text{Kg/cm}^2)$  deberá calcularse como el momento dividido entre el producto del área de acero por el brazo del momento interno. En vez de tales cálculos,  $f_s$  se puede tomar como el 60% de la resistencia a la fluencia especificada,  $f_y$ .

Cuando los patines de las vigas  $T$  estén sujetos a tensión, parte del refuerzo a tensión por flexión debe distribuirse sobre un ancho efectivo de patín de  $1/10$  del claro o de acuerdo a la relación siguiente, según el que sea menor:

El ancho efectivo de la losa usada como patín de las vigas T no debe exceder de  $1/4$  de la longitud del claro de la viga. El ancho efectivo del patín en voladizo a cada lado del alma no debe exceder de 8 veces el peralte de la losa ni  $1/2$  de la distancia libre a la siguiente viga.

Para vigas aisladas, en las que solamente se utilizan la forma T para proporcionar con el patín un área adicional de compresión, el patín tendrá un peralte no menor de  $1/2$  del ancho del alma, y un ancho efectivo no mayor de 4 veces el ancho del alma.

El espaciamiento del refuerzo transversal en este tipo de vigas T no se debe exceder de 5 veces el peralte de la losa ni de 45 cm.

Si el ancho efectivo del patín excede de  $1/10$  del claro, se debe proporcionar algo de refuerzo, de refuerzo longitudinal en las porciones externas del patín.

Si el peralte del alma excede de 90 cm, se debe colocar cerca de las caras del alma refuerzo longitudinal que tenga un área total igual a, o por lo menos el 10% del área del refuerzo de tensión por flexión y distribuirla en la zona de tensión por flexión, con un espaciamiento que no exceda de 30 cm o el ancho del alma. Tal refuerzo puede incluirse en el cálculo de la resistencia únicamente si se hace un análisis de la compatibilidad de las deformaciones para determinar los esfuerzos de las varillas o alambres individuales.

#### III.4.4 REFUERZO MAXIMO EN MIEMBROS SUJETOS A FLEXION.

En miembros sujetos a flexión y en miembros sujetos a la combinación de cargas de flexión y cargas axiales de compresión, cuando la carga axial de diseño  $\phi P_n$  es menor que las más pequeñas de  $0.10 f'_c A_g$  ó  $\phi P_b$ , la relación de refuerzo  $\rho$  proporcionado no debe exceder de 0.75 de la relación  $\rho_b$  que produce las condiciones de deformación balanceada en secciones sujetas a flexión sin carga axial. En miembros con refuerzo en compresión, la porción de  $\rho_b$ , igualada por el refuerzo en compresión no se necesita reducir por el factor 0.75.

$A_g$  = área total de la sección,  $\text{cm}^2$

$f'_c$  = resistencia especificada a la compresión del concreto,  $\text{Kg/cm}^2$ .

Pb= Carga axial nominal en condiciones de deformación balanceada.

Pn= Carga axial nominal a una excentricidad dada

$\rho$  = Porcentaje del refuerzo en tensión no preforzado  $A_s/b_d$

$\rho_b$  = Porcentaje del refuerzo que produce condiciones balanceadas de deformación.

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia.

### III.4.5 RESISTENCIA AL CORTANTE Y TORSION PROPORCIONADA POR EL REFUERZO.

Los tipos de refuerzo por cortante pueden consistir en:

Estribos perpendiculares al eje del miembro, malla soldada con alambres localizados perpendicularmente al eje del miembro, Estribos que formen un ángulo de  $45^\circ$  o más con el refuerzo longitudinal por tensión, Refuerzo longitudinal con una parte doblada que forme un ángulo de  $30^\circ$  o más con el refuerzo longitudinal por tensión, combinaciones de estribos y acero de refuerzo longitudinal doblado o Espirales.

La resistencia a la fluencia de diseño del refuerzo por cortante no debe exceder de  $4,200 \text{ Kg/cm}^2$ .

Los estribos y otras varillas o alambres usados como refuerzo por cortante deben prolongarse a una distancia,  $d$ , de la fibra extrema en compresión y anclarse en ambos extremos, de acuerdo con lo indicado en la sección II.7.3 del Cap. II para que se desarrolle la resistencia a la fluencia de diseño del refuerzo.

### III.4.6 SEPARACION PARA EL REFUERZO CORTANTE

La separación del refuerzo por cortante colocado perpendicularmente al eje del miembro no deberá exceder de  $d/2$  en miembros de concreto reforzado, ni de 60 cm. Los estribos inclinados y el refuerzo longitudinal doblado deben estar espaciados de manera tal que cada línea a  $45^\circ$ , que se extienda hacia la reacción desde la mitad del peralte del miembro  $d/2$ , hasta el refuerzo longitudinal de tensión, debe estar cruzada, por lo menos, por una línea de refuerzo por cortante.

Cuando  $V_g$  sobrepase a  $1.1\sqrt{f'_c} b_w d$  las separaciones máximas se deben reducir a la mitad.

### III.4.7 REFUERZO MINIMO POR CORTANTE.

Debe colocarse un área mínima de refuerzo por cortante en todo miembro de concreto reforzado sujeto a flexión -- ( Presforzado y no presforzado) donde la fuerza del cortante -- afectada por el factor de carga  $V_u$  exceda  $1/2$  a la resistencia al cortante proporcionada por el concreto  $\phi V_c$ , excepto en vigas cuyo peralte total no exceda de 25 cm,  $2 1/2$  veces el espesor del patín, o  $1/2$  del ancho del alma, el que sea mayor.

Cuando se requiera refuerzo por cortante, de acuerdo con lo anterior, o por el análisis y donde el momento torsional factorizado  $T_u$  no exceda de  $\phi (0.13 \sqrt{f'_c} \sum X^2 Y)$ , el área mínima de refuerzo por cortante se debe calcular por :

$$A_v = \frac{3.5 b_w S}{f_y}$$

donde  $\sum X^2 Y$  = propiedades de la sección torsional

$b_w$  = ancho del alma o diámetro de una sección circular, cm.

$S$  = separación del refuerzo por torsión o cortante en dirección paralela al refuerzo longitudinal, cm.

$\phi$  = factor de reducción de resistencia.

Cuando el momento torsional factorizado  $T_u$  sea mayor y se requiera refuerzo en el alma el área mínima de los estribos cercados se debe calcular por:

$$A_v + 2 A_t = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

$A_t$  = área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión en una distancia  $s$ ,  $\text{cm}^2$

### III.5 RECOMENDACIONES SEGUN REGLAMENTO D.D.F.--76 PARA VIGAS.

#### III.5.1 REFUERZO MINIMO MIEMBROS SUJETOS A FLEXION.

El armado mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá --

con el módulo de rotura no reducido  $F_f = 2\sqrt{f'_c}$

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada .

$$A_s \text{ min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_d$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección.

### III.5.2 REFUERZO MAXIMO EN MIEMBROS SUJETOS A FLEXION.

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no debe resistir fuerzas sísmicas será la que corresponda a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él. En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será el 75% de la correspondiente a la falla balanceada. Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen balanceada cuando su área de acero es igual a:

$$\frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b_d \quad f'_c = 0.85 f_c^* \text{ si } f_c^* \leq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = \frac{(1.05 - f_c^*)}{1250} f_c^* \text{ si } f_c^* > 250 \text{ Kg/cm}^2$$

b y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección, reducidos de acuerdo con lo siguiente:

Para calcular resistencia, se hará una reducción de 2 cm. en el ancho de vigas, esta reducción no es necesaria en dimensiones mayores de 20 cm, ni en elementos donde se tomen precauciones que garanticen que las dimensiones resistentes no serán menores que las de cálculo y que dichas precauciones se consignent en los planos estructurales.

El peralte efectivo,  $d$ , de una sección es la distancia del centroide del acero de tensión a la fibra extrema de compresión.

### III.5.3 SECCIONES L Y T

En secciones L y T se comprobará que el área del refuerzo transversal que se suministre en el patín, incluyendo el del lecho inferior, no sea menor que  $10/f_y$  veces el área transversal del patín. La longitud de este refuerzo debe comprender el ancho efectivo del patín y, a cada lado de los paños del alma, debe anclarse adecuadamente.

El ancho del patín que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguientes: la  $1/8$  parte del claro menos la  $1/2$  del ancho del alma, la  $1/2$  de la distancia al paño del alma del miembro más cercano, y 8 veces el espesor del patín.

### III.5.4 REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS.

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m, el área de refuerzo que se suministre no sea menor que :

$$a_s = \frac{450 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \quad \text{donde}$$

$a_s$  = área transversal del refuerzo colocado en la dirección - se considera, por unidad de ancho de la pieza ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ).

El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a  $x_1$

$x_1$  = dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente - al refuerzo (cm).

Si  $x_1$  es menor que 20 cm, el refuerzo en cuestión puede colocarse en una sola capa. Si  $x_1$  es mayor que 20 cm, el refuerzo se colocará en 2 capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie el refuerzo no será menor de  $2 a_s$ .

Por simplicidad, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo de 0.2% en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.4% en los expuestos a ella.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos -

no excederá de 50 cm ni de  $3.5 x_1$  .

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

### III.5.5 REFUERZO POR TENSION DIAGONAL EN VIGAS.

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. También puede usarse malla de alambre soldado empalmándola.

Para estribos no se usará acero con esfuerzo de fluencia mayor de  $4200 \text{ Kg/cm}^2$ . Para dimensionar, el esfuerzo de fluencia de la malla no se tomará mayor que  $4200 \text{ Kg/cm}^2$ .

El diámetro mínimo de estribos será de 6.2 mm (No. 2)

No se tendrán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de  $45^\circ$ , ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de  $30^\circ$ .

El refuerzo que se suministre no será menor que:

$$A_v = \frac{3.5 b s}{f_y F_R} \quad F_R = \text{factor de reducción}$$

en la cual si  $V_u > V_{cp}$  pero menor o igual que  $1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$  el espaciamiento no deberá ser mayor que  $0.5 d$

$$\text{si } V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad s \leq 0.25d.$$

### III.6 REFUERZO EN COLUMNAS

#### III.6.1 GENERALIDADES

Las condiciones de adherencia y anclaje son más favorables en los miembros a compresión. En consecuencia, se plantean menos dificultades con respecto al detallado de varillas de columnas principales. Una fracción considerable de la fuerza de compresión en una varilla se transfiere por apoyo de -

extremo, aunque generalmente se ignora esta acción, ya que no se da margen para ésta en el diseño del empalme en una columna. El concreto en la proximidad inmediata del extremo de la varilla puede no ser capaz de absorber los esfuerzos. En numerosas columnas probadas en la Universidad Stuttgart el concreto bajo cada una de las varillas empalmadas reventó lateralmente antes de que el miembro pudiera alcanzar su resistencia máxima. Parece que el deslizamiento requerido para movilizar los esfuerzos de adherencia no puede ocurrir antes de que se supere la resistencia de apoyo de extremo en las varillas.

El refuerzo transversal adicional en los extremos de las varillas empalmadas y en sus proximidades es imperativo, para dar confinamiento al concreto altamente esforzado (áreas sombreadas de la Fig. III.27-a). En la Fig. III.28 se muestra un arreglo de estribos adicionales en empalmes a compresión sugerido por Leonhardt y Teichen.

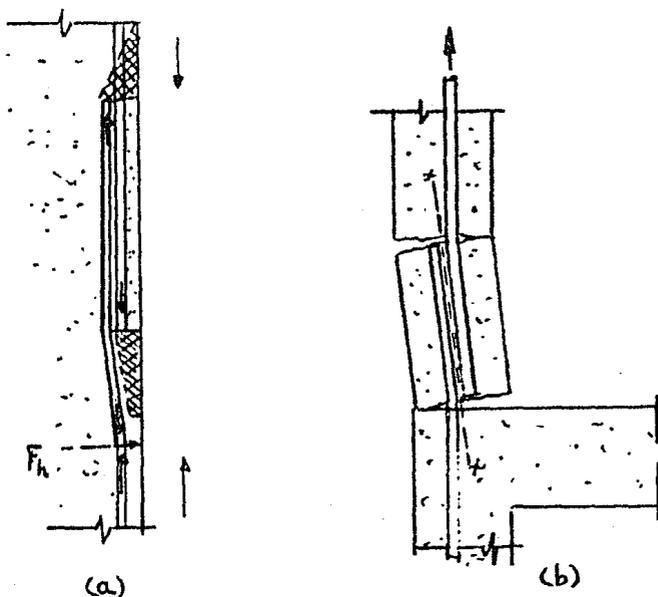


Fig. III.27 Fuerzas transversales introducidas cuando ocurre un desplazamiento de varillas (a) En empalmes de columnas (b) En empalmes a tensión excéntrica.

Esta debilidad de un empalme a compresión sugiere que podría ser mejor colocar el empalme en un área de bajo esfuerzo (V.gr. a mitad de la altura de una columna), de existir tal lugar. En las estructuras resistentes a los sismos, se puede sujetar a una columna a momentos flexionantes muy grandes, y por ello es posible que se formen articulaciones plásticas en los extremos superior e inferior. Por este motivo, el empalme debe estar próximo a la mitad de la altura. Siempre que la fuerza del acero cambia de dirección (v. gr. en los manerales) se generan fuerzas transversales. Los estribos adicionales colocados en esos puntos deben tener una resistencia superior, por ejemplo, en 50% a la fuerza transversal (flecha con línea punteada en la Fig. III.27-a) generada cuando cede la varilla de la columna. Consideraciones semejantes requieren refuerzo transversal en el maneral superior (Fig. III.27-a cuando la varilla de la columna está en tensión). Cuando se utiliza refuerzo de una sola capa en muros delgados, se debe evitar un desplazamiento o desviación transversal. La tensión, inducida por una perturbación sísmica, puede llevar al caso ilustrado en la Fig. III.27-b.

El propósito del refuerzo transversal en las columnas es triple. Cada uno de éstos requiere consideraciones para asegurar que se satisfaga el propósito específico.

1.- Las varillas de columna que transmiten cargas de compresión pueden pandearse. Bajo deformaciones grandes, cuando se aproxima la cedencia en el acero, no se puede confiar en la restricción lateral que proporciona el zuncho de concreto, por lo que los estribos transversales deben suministrar apoyo lateral adecuado a cada varilla de la columna para impedir la inestabilidad debido al pandeo hacia el exterior. Cuando ocurre plasticidad alterna, el módulo tangente de elasticidad del refuerzo a compresión se reduce considerablemente debido al efecto Bauschinger. Por lo tanto se disminuye apreciablemente la carga de pandeo crítico en varillas de columnas afectadas por sismos. Para mantener la capacidad a cedencia completa de las varillas a compresión se debe reducir considerablemente la longitud no apoyada. En consecuencia, Bresler recomienda que dentro de una longitud igual a un sexto de la altura de la columna, en cada extremo de la misma, el espacio entre estribos no sea mayor que 6 db. Normalmente se satisface este requerimiento cuando se utiliza refuerzo de confinamiento. No es la resistencia sino la rigidez de los estribos lo importante.

Los estribos deben ser lo suficientemente grandes para impedir el desplazamiento lateral de las varillas de columna en la cedencia. Por esta razón, los reglamentos estipulan tamaños mínimos de estribos.

2.- Las columnas de edificios sujetas a cargas sísmicas -- con frecuencias transmiten grandes cargas de cortante y flexión. Cuando las grietas de tensión diagonal son posibles, se requiere refuerzo a cortante. En consecuencia, el anclaje y el perfil de los estribos deben ser tales que se puedan transferir fuerzas de tensión resultantes de la acción de armadura de una a otra cara de la columna, lo que es especialmente importante en regiones de posibles articulaciones plásticas, -- donde disminuye o es mínima la contribución del concreto o la resistencia a cortante.

3.- El tercer propósito de los estribos es suministrar confinamiento al núcleo de concreto. Se debe notar que la efectividad del confinamiento por estribos viene de los lugares --- donde el acero longitudinal se mantiene rigidamente en su posición, no de la porción recta de los estribos que se extiende horizontalmente entre los puntos de cambios direccionales a -- menos que haya estribos cruzados que conecten los lados.

La Fig. III.29 ilustra un caso que se puede encontrar en las columnas afectadas por cargas sísmicas. Cuando se utilizan estribos pasados es decir, mayores que  $5/8$  pulg (16 mm) -- los ganchos pueden interferir con la colocación de varillas -- verticales y el concreto; aquí pueden ser más prácticos los estribos soldados a tope o llanos,

Debido a que los porcentajes de refuerzo usados en -- columnas son altos, a veces es necesario recurrir al empleo de haces o paquetes de varillas, lo cual simplifica el armado, como se muestra en la Fig. III.30. En general, se permite utilizar hasta cuatro varillas por haz. Las varillas deben ligarse firmemente entre si. Se considera que el área del haz es la -- suma de las áreas de las varillas. Se recomienda no cortar todas las varillas de un haz en la misma sección. Los haces evitan el congestionamiento del refuerzo, pero obligan a poner -- especial cuidado en los detalles de empalmes y dobleces. El -- recubrimiento de un haz debe ser el de una varilla hipotética de tal diámetro que su área sea el área del haz.

Es frecuente que se cambien las dimensiones de las columnas al pasar de un piso a otro de una estructura. En estos casos, las varillas deben doblarse en forma gradual, para evitar componentes desfavorables de esfuerzos.

desfavorables de esfuerzos. En la Fig. III.31 se muestran las recomendaciones necesarias para estos cambios. En estas zonas de cambios de sección deben colocarse estribos en cantidad suficiente para resistir la componente horizontal de la fuerza que actúa en las varillas longitudinales de la columna - - Fig. III.27-a.

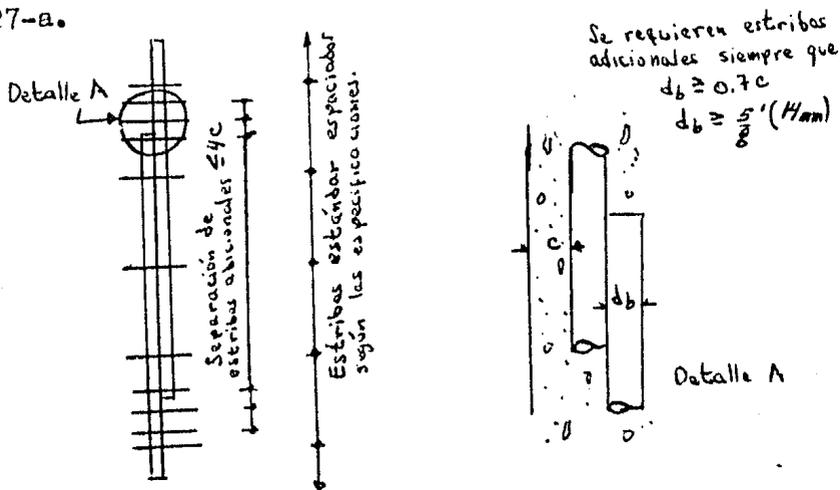


Fig. III.28 Estribos adicionales requeridos en los extremos de empalmes a compresión.

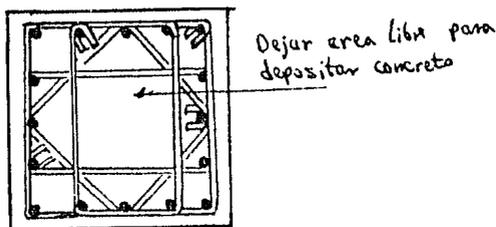


Fig. III.29 Acero de confinamiento en columnas sujetas a fuerzas sísmicas intensas.

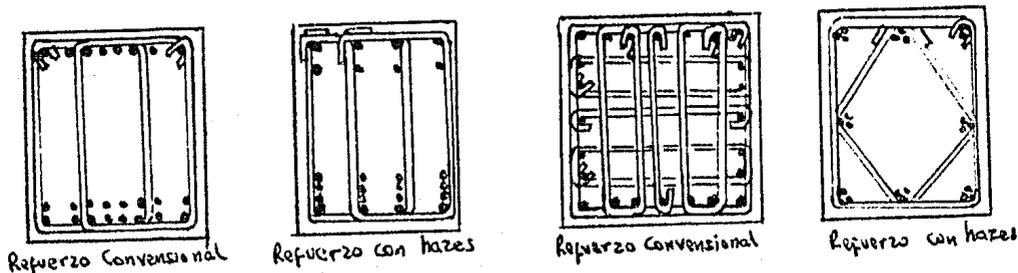


Fig. III.30 Sugerencia para el uso de haces de varillas en vigas y columnas.

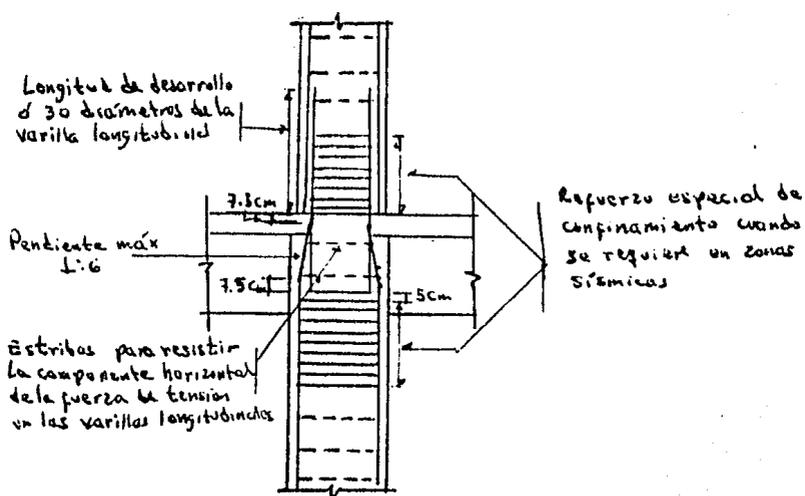


Fig. III.31 Detalles del refuerzo en los cambios de sección de columnas.

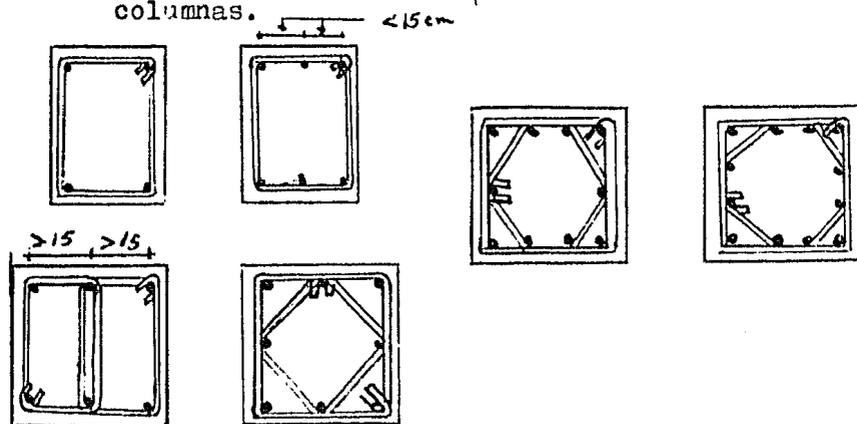


Fig. III.32 Detalles típicos de estribos en columnas.

El refuerzo transversal de las columnas puede consistir en hélices o en estribos. En el caso de hélices, éstas deben anclarse en sus extremos mediante una vuelta y media. Deben respetarse ciertas limitaciones establecidas en los reglamentos para el diámetro y separación de estas, que tienen por objeto asegurar una acción confinante efectiva y, al mismo tiempo, permitir la correcta colocación del concreto. En el caso de estribos, estos deben colocarse de tal manera que restrinjan el pandeo lateral de las varillas longitudinales. Cuando las varillas están colocadas en la periferia de un círculo, se puede usar un estribo circular. En la Fig. III.32 se muestran distintos arreglos de estribos. Como en el caso

de vigas, los estribos deben estar anclados adecuadamente en sus extremos. La separación de estribos está regido por requisitos de fuerza cortante o por recomendaciones de los reglamentos. La separación máxima de estribos debe conservarse en la intersección de la columna con los elementos del sistema de piso.

### III.7 RECOMENDACIONES SEGUN REGLAMENTO ACI-318-77 PARA COLUMNAS

#### III.7.1 DETALLES ESPECIALES DE REFUERZO PARA COLUMNAS.

##### III.7.1.1 DOBLADO DE LAS VARILLAS POR REDUCCION DE LA SECCION.

Las varillas longitudinales dobladas debido a una reducción de la sección deben apegarse a lo siguiente:

La pendiente de la parte inclinada de una varilla de este tipo no debe exceder de 1 en 6 respecto al eje de la columna. Las partes de la varilla que estén arriba y abajo de la parte doblada, deben ser paralelas al eje de la columna.

El soporte horizontal adecuado en una varilla doblada por cambio de sección debe proporcionarse por medio de anillos o espirales metálicas, o de parte del sistema de entrepiso. El soporte horizontal debe diseñarse para resistir una y media veces la componente horizontal de la fuerza calculada en la porción inclinada de dicha varilla. Los anillos laterales o espirales, en caso de utilizarse, se deben colocar a una distancia no mayor de 15 cm de los puntos del dobles.

Las varillas en los cambios de sección se deben doblar antes de su colocación en la cimbra.

Cuando la cara de una columna está desalineada por cambio de sección 7.5 cm. o más, las varillas longitudinales no se deben doblar a ese desalineamiento. Se deben proporcionar bastones traslapados con las varillas longitudinales adyacentes a las caras desalineadas de la columna.

##### III.7.1.2 NUCLEOS DE ACERO

La transmisión de cargas en los núcleos de acero estructural de miembros compuestos sujetos a compresión debe proporcionarse de acuerdo a lo siguiente:

Los extremos de los núcleos de acero estructural debe terminarse con precisión para poner en contacto los apoyos -- extremos y deben tomarse medidas adecuadas para alinear un núcleo con respecto al otro en contacto concéntrico.

Los empalmes de los apoyos se consideraran efectivos para transmitir no más del 50% del esfuerzo total de compresión en el núcleo de acero.

La base de la sección de acero estructural debe diseñarse de manera que transmita la carga total de todo el miembro compuesto a la zapata, o se puede diseñar la base para que transmita únicamente la carga del núcleo de acero, siempre y cuando esté disponible una amplia sección del concreto reforzado a la zapata mediante la compresión en el concreto y por medio del acero de refuerzo.

### III.7.2 REFUERZO LATERAL PARA MIEMBROS EN COMPRESION

#### III.7.2.1 ESPIRALES.

Las espirales deben consistir de varillas o alambres continuos, espaciados uniformemente con un tamaño y arreglo -- que permitan su manejo y colocación sin variar las dimensiones de diseño.

Para miembros colados en el lugar, el tamaño del diámetro de las espirales, no debe ser menor de 9 mm.

El espaciamiento libre entre espirales no debe exceder de 7.5 cm. ni ser menor de 2.5 cm.

El anclaje del refuerzo en espiral se dará aumentando una y media vueltas más de la varilla o del alambre en cada extremo de la espiral.

Cuando se necesiten empalmes en el refuerzo en espiral, estos serán de una longitud mínima de 48 db, pero no menor de 30 cm, o se soldarán.

El refuerzo en espiral deberá extenderse desde la parte superior de la zapata o losa en cualquier nivel, hasta la altura del refuerzo horizontal más bajo del miembro soportado.

Cuando no existen vigas o ménsulas en todos los lados de las columnas, los anillos deben colocarse por encima de la terminación de la espiral hasta la parte inferior de la losa o ábaco.

En columnas con capitel, la espiral deberá extenderse hasta un nivel en el cual el diámetro o ancho del capitel sea 2 veces el diámetro de la columna.

Las espirales deben mantenerse firmemente colocadas y alineadas mediante separadores verticales.

Para un espiral de varilla o alambre de diámetro menor de 1.5 cm, deben utilizarse por lo menos 2 separadores para espirales con diámetros menores de 50 cm; 3 separadores para las de 50 a 75 cm y 4 para las que tienen un diámetro de 75 cm o más.

Cuando el alambre o la varilla de los espirales sean de 1.5 cm. de diámetro o mayores, deben utilizarse en un mínimo de 3 separadores para espirales de 60 cm. o menos de diámetro.

### III.7.2.2. ANILLOS

El refuerzo de anillos para miembros sujetos a compresión debe estar de acuerdo con lo siguiente:

Todas las varillas de refuerzo deben estar confinadas por medio de anillo lateral del # 3, por lo menos, para varillas longitudinales del # 10 ó menores ; # 4, mínimo, para varillas longitudinales de los #11, #14 y # 18 y paquetes de estas. Se pueden utilizar mallas soldadas de alambre corrugado o liso del área equivalente.

El espaciamiento vertical de los anillos no debe exceder de 16 diámetros de la varilla longitudinal, 48 diámetros de la varilla, alambre de los anillos o la menor dimensión del miembro sujeto a compresión.

Los anillos deben disponerse de tal forma que cada varilla longitudinal de esquina tenga apoyo lateral proporcionado por el doblez de un anillo con un ángulo comprendido no mayor de  $135^{\circ}$  y ninguna varilla debe estar separada más de 15 cm libres en cada lado a lo largo del anillo desde la varilla lateralmente soportada. Cuando las varillas longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se puede utilizar un anillo circular completo (ver Fig. III.25) -

En la parte de la columna situada por encima del nivel superior de las losas de entrepiso o zapatas, los anillos deben localizarse verticalmente a no más de la mitad del espaciamiento entre anillos. En la parte inferior de la columna situada por debajo del refuerzo horizontal más abajo del miembro que soporta, deben espaciarse los anillos a no más de la mitad del espaciamiento entre anillos.

Cuando existan vigas o ménsulas en todos los lados de la columna, los anillos se pueden terminar a no más de 7.5 cm. debajo del refuerzo más bajo en tales vigas o ménsulas.

### III.7.3 LIMITES DEL REFUERZO PARA MIEMBROS SUJETOS A COMPRESION.

El área del refuerzo longitudinal para miembros no sujetos a compresión no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.08 veces el área total  $A_g$  de la sección.

El número mínimo de varillas para el refuerzo longitudinal en miembros sujetos a compresión debe ser de 6 para varillas en forma circular, y de 4 para varillas colocadas en un arreglo rectangular.

La relación del refuerzo en espiral,  $\rho_s$ ; no debe ser mayor que el valor dado por

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$A_c$  = Área del núcleo de un miembro sujeto a compresión reforzado con espiral, medida hasta el diámetro exterior de la espiral,  $\text{cm}^2$ .

$A_g$  = Área total de la sección  $\text{cm}^2$

donde  $f_y$  es la resistencia a la fluencia especificada del refuerzo en espiral, la cual no debe ser mayor de

$$4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

### III.7.4 LIMITES DEL REFUERZO PARA MIEMBROS COMPUESTOS SUJETOS A COMPRESION.

Además de lo dispuesto en la sección III.7.3 se cumplirá con lo siguiente:

La resistencia a la fluencia especificada del refuerzo en espiral no debe ser mayor de  $3500 \text{ Kg/cm}^2$ .

Los anillos laterales deben extenderse completamente alrededor del núcleo de acero estructural.

Los anillos laterales deben ser varillas de por lo menos del # 5 o menores, que tengan un diámetro no menor que  $1/50$  veces la mayor dimensión lateral del miembro compuesto, pero no menores del # 3. Se puede emplear una malla soldada de un área equivalente.

El espaciamiento vertical de los anillos no debe exceder de  $1/2$  de la menor dimensión lateral del miembro compuesto, ni 48 veces el diámetro de la varilla, ni 16 veces el diámetro de las varillas longitudinales.

Debe colocarse una varilla longitudinal en cada esquina de una sección rectangular con otras varillas longitudinales espaciadas a menos de 1/2 de la menor dimensión lateral del miembro compuesto.

### III.7.5 RESISTENCIA AL CORTANTE Y TORSION PROPORCIONADA POR EL REFUERZO.

Se cumplirá con lo establecido en la sección III.4.5- así como la sección III.4.6.

### III.8 RECOMENDACIONES SEGUN RAGLAEMENTO D.D.F.-76 PARA COLUMNAS

#### III.8.1 REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS.

Se aplicará lo dispuesto en la sección III.5.3

#### III.8.2 REFUERZO POR TENSION DIAGONAL.

Se aplicará lo dispuesto en la sección III.5.4

#### III.8.3 REFUERZO MINIMO Y MAXIMO.

La relación entre el área del refuerzo vertical y el área total de la sección no será menor que  $20/f_y$ , ni menor que 0.08. El número mínimo de barras será de seis en columnas circulares y 4 en rectangulares.

#### III.8.4 REQUISITOS PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL.

El refuerzo transversal de toda la columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes:

Todas las barra o paquetes de barra longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que  $850/\sqrt{f_y}$  veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete, 48 diámetros de la barra del estribo, ni que la menor dimensión de la columna. La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de su altura libre, ni que 60 cm, arriba y abajo de cada unión de columna con trabes o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección.

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra-

longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tengan un soporte lateral proporcionado por el doblaje de un estribo con un ángulo interno no mayor de  $135^{\circ}$ .

Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm de una barra soportada lateralmente.

Para dar restricción lateral a barra que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas cuyos extremos terminen en un doblaje a  $180^{\circ}$  alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que 10 diámetros de la barra de la grapa. Las grapas se colocarán perpendiculares a las barras o paquetes que restringen, y a la cara más próxima del miembro en cuestión. La separación máxima de las grapas se hará con el criterio prescrito antes para estribos.

El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser un hélice continua de paso constante. El claro libre entre dos vueltas consecutivas no será menor que  $1 \frac{1}{2}$  veces el tamaño máximo del agregado, ni mayor de 7 cm. Los traslapes tendrán una vuelta y media. Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante dos vueltas y media.

### III.9 REFUERZO EN LOSAS.

#### III.9.1 GENERALIDADES.

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte. Las acciones principales sobre las losas son cargas normales a su plano, aunque en ocasiones actúan también fuerzas contenidas en el plano de la losa.

Las losas de concreto pueden ser macisas o aligeradas

El aligeramiento se logra incorporando bloques huecos o tubos de cartón, o bien, formando huecos con moldes recuperables de plástico u otros materiales. Las losas aligeradas reciben a veces el nombre de losas encasetonadas, nervuradas o reticulares.

En algunos sistemas estructurales las losas se apoyan sobre muros o sobre vigas que a su vez se apoyan sobre columnas, mientras que en otros, las losas se apoyan directamente sobre columnas. Las primeras reciben el nombre de losas perimetralmente apoyadas, y las segundas, el de losas planas.

Como el tamaño de las vigas de apoyo de losas perimetralmente apoyadas puede ser cualquiera, las losas planas pueden considerarse como un caso particular de las losas perimetralmente apoyadas en el que las vigas se han ido reduciendo-

de sección hasta desaparecer. Análogamente, las losas perimetralmente apoyadas pueden visualizarse como losas planas en las que se han rigidizado los ejes que unen las columnas. Las losas apoyadas sobre muros también pueden considerarse como un caso particular de losas perimetralmente apoyadas sobre vigas infinitamente rígidas.

### III.9.2 COMPORTAMIENTO Y MODOS DE FALLA.

La gráfica carga-flexión en el centro del claro de una losa ensayada hasta la falla tiene la forma mostrada en la Fig. III.33, en la que se distinguen las siguientes etapas:

a) Una etapa lineal O-A, en la que el agrietamiento del concreto en la zona de esfuerzos de tensión es despreciable. El agrietamiento del concreto por tensión, representado por el punto A, ocurre bajo cargas relativamente altas. Las cargas de servicio de losas se encuentra generalmente cerca de la carga correspondiente al punto A.

b) La etapa A-B, en la que existe agrietamiento del concreto en la zona de tensión y los esfuerzos en el acero de refuerzo son menores que el límite de fluencia. La transmisión de la etapa O-A a la etapa A-B es gradual, puesto que el agrietamiento del concreto se desarrolla paulativamente desde las zonas de momentos flexionantes máximos hacia las zonas de momentos flexionantes menores. Por la misma razón, la pendiente de la gráfica carga-deflexión en el tramo A-B disminuye poco a poco.

c) La etapa B-C, en la que los esfuerzos en el acero de refuerzo sobrepasan el límite de fluencia. Al igual que el agrietamiento del concreto, la fluencia y se prolonga paulativamente hacia la zona de momentos menores.

d) Por último, la rama descendente C-D, cuya amplitud depende, como en el caso de las vigas, de la rigidez del sistema de aplicación de cargas.

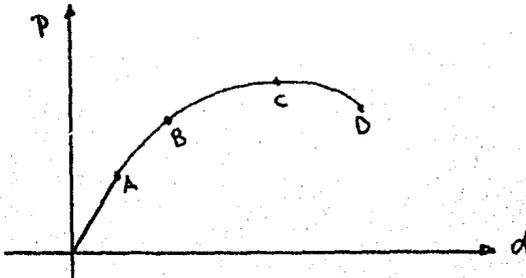


Fig. III.33 Gráfica carga-deflexión de una losa

Para ilustrar el avance del agrietamiento y de la fluencia del refuerzo en distintas etapas de carga, se presentan en la Fig. III.34 las configuraciones de agrietamiento en la cara inferior de una losa cuadrada simplemente apoyada sujeta a carga uniformemente repartida en su cara superior, para distintos valores de la carga aplicada.

Puede verse en la figura que el agrietamiento empieza en el centro de la losa, que es la zona de momentos flexionantes máximos, y avanza hacia las esquinas a lo largo de las diagonales. En etapas cercanas a la falla, se forman grietas muy anchas a lo largo de las diagonales, que indican que el acero de refuerzo ha fluido y ha alcanzado grandes deformaciones.

Las deformaciones por flexión de la losa se concentran en estas líneas que reciben el nombre de líneas de fluencia, mientras que las deformaciones en las zonas comprendidas entre las líneas de fluencia son, en comparación, muy pequeñas.

La amplitud de las zonas de comportamiento inelástico depende del porcentaje de refuerzo por flexión. Generalmente este porcentaje es pequeño en losas, por lo que tales elementos resultan subreforzados y las zonas inelásticas son amplias.

En la descripción anterior del comportamiento, se ha supuesto que la falla ocurre por flexión y que no hay efecto cortante. En el caso de losas apoyadas directamente sobre columnas y de losas sujetas a cargas concentradas es frecuente que la falla ocurra en cortante por penetración antes de que se alcance la resistencia a flexión.

### III.9.3 LOSAS EN UNA DIRECCION.

El tipo de piso de concreto reforzado más comúnmente usado es probablemente el que consiste de una losa maciza apoyada sobre dos vigas paralelas, las cuales descansan sobre trabes y éstas a su vez sobre columnas; el refuerzo de la losa va en una sola dirección, de viga a viga, por lo que estas losas se conocen como losas en una dirección, o losas macizas en una dirección; su espesor es uniforme y no tiene material de relleno. Además del refuerzo de tensión, se coloca refuerzo en el sentido paralelo a las vigas, el cual se conoce como refuerzo de temperatura. Su tamaño y separación depende del espesor de la losa y su función es absorber el efecto de las contracciones y los cambios de temperatura, así como distribuir las posibles concentraciones de carga sobre áreas mayores.

### III.9.4 LOSAS EN DOS DIRECCIONES O LOSAS APOYADAS EN CUATRO LADOS.

Por lo general, cuando un tablero de piso es cuadrado o casi cuadrado y sus cuatro lados descansan sobre vigas, es económica utilizar dos juegos de varillas de refuerzo, colocadas en ángulo recto uno con respecto al otro; estas varillas transmiten las cargas a las cuatro vigas o muros de apoyo y las losas reforzadas de este modo se conocen como losas en dos direcciones o losas apoyadas en cuatro lados.

Aunque el diseño de estas losas es económico respecto al ahorro en material, presenta ciertas complicaciones, como veremos a continuación. Consideremos la losa rectangular mostrada en la Fig. III.34, apoyada sobre cuatro vigas e imagine mos que existen dos fajas de un metro de ancho. X e Y, paralelas a los lados largo y corto respectivamente y que existe una carga uniformemente distribuida de  $w \text{ Kg/m}^2$  sobre toda el área de la losa.

Sabemos que la deformación del área A, localizada en la intersección de las dos fajas, debe ser la misma para cada una de ellas; junto a los lados de la losa si se muestran las curvas de deformación de las dos fajas y las deformaciones  $A_x$  y  $A_y$  del área A deben ser iguales como se dijo anteriormente. Como las longitudes de las fajas son distintas, las cargas que actúan sobre ellas no pueden ser iguales y esto conduce a una complicada distribución de cargas que varía de punto a punto de la losa; en el caso de un tablero rectangular con un lado mayor que el otro, el claro corto S debe soportar una carga  $>$  el claro largo L. La magnitud de la carga transmitida en cada dirección depende no solamente de las longitudes relativas de los lados de la losa, sino también de las condiciones de continuidad que se presentan en los 4 lados.

La distribución de carga se complica aún más por el ancho de que ninguna faja puede actuar independientemente de las demás fajas adyacentes, como podría suponerse al calcular las deformaciones; las pruebas de laboratorio han demostrado que la interacción de las fajas adyacentes reduce los momentos flexionantes obtenidos al considerar la intersección de cada par individual de fajas. Debido a esto, la mayoría de los reglamentos se obtienen de indicar reglas para la distribución de cargas en los claros corto y largo y en vez de esto suministran coeficientes para los momentos, los cuales se aplican a la carga total.

Cuando el claro largo  $L$  es mayor que el doble del claro corto  $S$ , casi no se aplica carga en la dirección mayor, por lo que la losa se convierte entonces en una losa en un dirección, cuyo claro es  $S$ .

### III.9.5 LOSAS PLANAS.

Un piso de este tipo consiste de una losa rectangular relativamente grande, soportada directamente sobre columnas, -- sin vigas ni trabes; la losa se refuerza generalmente con varillas en dos direcciones y puede ser de espesor uniforme, o -- bien engrosar un área simétrica, más o menos cuadrada, directamente, encima de la columna.

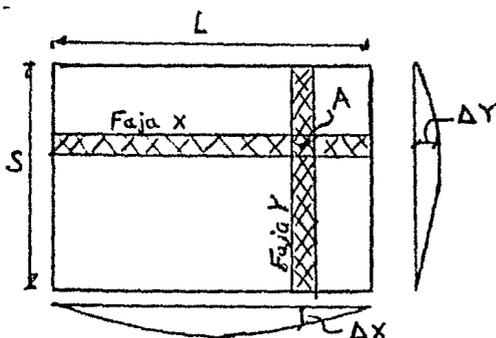


Fig. III.3.4 Curvas de Deformación en dos fajas de un losa en 2 direcciones.

Esta área de espesor aumentado se llama ábaco. En pisos de este tipo se acostumbra utilizar columnas con cabezas acompañadas o con capiteles; dichas columnas son cuadradas por lo general, pero también se usan secciones rectangulares o circulares. En ocasiones se usan columnas sin capiteles, para lograr una losa completamente plana, este tipo de piso se llama placa plana.

Los pisos de losa plana son económicas en cuanto al uso de los materiales y suministran construcciones rígidas.

El método de refuerzo más común para losas planas es el sistema en dos direcciones, que consiste de dos juegos de varillas, colocadas paralelamente a las líneas de centros de las columnas.

### III.10 RECOMENDACIONES SEGUN EL REGLAMENTO ACI-318-77 PARA LOSAS

#### III.10.1 REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA.

En sistemas estructurales de entresijos y azoteas donde el refuerzo por flexión sea en una dirección, se debe proporcionar refuerzo normal al refuerzo por flexión para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura.

El área de refuerzo por contracción y temperatura debe proporcionar, por lo menos; las siguientes relaciones de área de refuerzo al área de la sección total de concreto, pero no menor que 0.0014.

En losas donde se emplee varilla

corrugada grado 28 ó 35 - - - - - 0.0020

En losas donde se emplee varilla

corrugada o malla soldada de alambre

(corrugado o liso) grado 42 - - - - - 0.0018

En losas donde se utilice refuerzo

de una resistencia a la fluencia mayor

que 4,200 Kg/cm<sup>2</sup> medida a una deformación

unitaria por fluencia de 0.35% - - - - -  $\frac{7.56}{f_y}$

En ningún caso debe colocarse el refuerzo por contracción y temperatura con separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 45 cm.

#### III.10.2 REFUERZO MINIMO

En losas estructurales de peralte uniforme el área mínima y la separación máximo del refuerzo en la dirección del claro debe ser de acuerdo con lo requerido en la sección III.10.1 respecto a la temperatura y la contracción.

#### III.10.3 DISTRIBUCION DEL REFUERZO POR FLEXION EN LOSAS EN UNA DIRECCION.

El acero de refuerzo de tensión por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tensión por flexión máxima de la sección transversal de un miembro, según lo siguiente:

Cuando la resistencia de diseño a la fluencia,  $f_y$ , para el acero de refuerzo en tensión exceda de  $2,800 \text{ Kg/cm}^2$ , las secciones transversales de momentos máximos positivos y negativos deberán proporcionarse para que el valor de  $z$  dado por-

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A}$$

no exceda de  $31,000 \text{ Kg/cm}$  para exposición interior y  $26,000 \text{ Kg/cm}$  para exposición exterior. El esfuerzo calculado en el refuerzo debido a las cargas de servicio  $f_s$  ( $\text{Kg/cm}^2$ ) deberá calcularse como el momento dividido entre el producto del área de acero por el brazo del momento interno. En vez de tales cálculos,  $f_s$ , se puede tomar como el 60% de la resistencia a la fluencia especificada.

$d_c$  = espesor del recubrimiento de concreto, medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la varilla o alambre más cercano a esa fibra, cm.

$A$  = Área efectiva en tensión del concreto que rodea a las varillas del refuerzo en tensión por flexión y que tiene el mismo centroide que dicho refuerzo, dividido entre el número de varillas o de alambres,  $\text{cm}^2$

Cuando el refuerzo por flexión consista de varillas diferentes o alambres de diferentes tamaños, la cantidad de éstos debe calcularse como el área total de refuerzo dividida entre el área de la varilla o del alambre de mayor tamaño utilizado.

### III.10.4 REFUERZO EN LOSAS DE DOS DIRECCIONES

El área del refuerzo en cada dirección para el sistema de losas en dos direcciones deberá determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que lo requerido en la sección III.9.6.1 referente a la contracción y temperatura.

El espaciamiento del refuerzo en la sección crítica no debe exceder de 2 veces el peralte de la losa, excepto para aquellas porciones de losa que sean nervadas o celulares.

El refuerzo por momento positivo perpendicular a un borde discontinuo debe prolongarse al borde de la losa y tener una longitud de anclaje recta o en gancho de, por lo menos 15 cm. en las vigas perimetrales, muros o columnas.

El refuerzo por momento negativo perpendicular a un borde discontinuo debe doblarse, formar ganchos o anclarse en otra forma en las vigas perimetrales, muros o columnas, para que desarrolle su tensión en la cara del apoyo de acuerdo con

las disposiciones de adherencia y anclaje.

Cuando la losa no esté apoyada sobre una viga perimetral o muro en un borde discontinuo, o cuando la losa se proyecte en voladizo más allá del apoyo, el anclaje del refuerzo puede hacerse dentro de la losa.

En losas con vigas entre los apoyos, que tengan un valor de  $\alpha$  mayor que 1.0 debe proporcionarse refuerzo especial en las esquinas exteriores, tanto en la parte inferior como en la superior de la losa de acuerdo a lo siguiente: donde  $\alpha$  = relación de la rigidez a la flexión de la sección de la viga o muro a la rigidez a la flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los tableros adyacentes (si los hay) en cada lado de la viga:

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

$E_{cb}$  y  $E_{cs}$  = Modulo de elasticidad del concreto de la viga y losa respectivamente.

$I_b$  = momento de inercia respecto al eje centroide de la sección total de una viga, según las Figuras III.35-a y III.35-b.

$I_s$  = momento de inercia respecto al eje centroidal de la sección total de la losa.

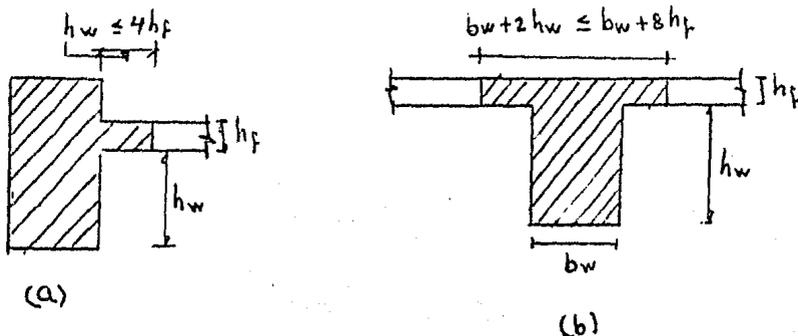


Fig. III.35 Ejemplo de la porción de losa que debe incluirse con la viga.

a) El refuerzo especial en la parte superior e inferior de la losa deberá ser suficiente para resistir un momento igual al máximo momento positivo (por metro de ancho) de losa. La dirección del momento debe suponerse, en la parte superior de la

losa, paralela a la diagonal en la parte inferior de la losa . El refuerzo especial debe colocarse a partir de la esquina a una distancia en cada dirección igual a  $1/5$  de la longitud -- del claro más grande. Tanto en la parte superior como inferior de la losa, el refuerzo especial puede colocarse paralelamente a la dirección del momento, o en dos direcciones paralelas a los lados de la losa Fig. III.36-a y III.36-b.

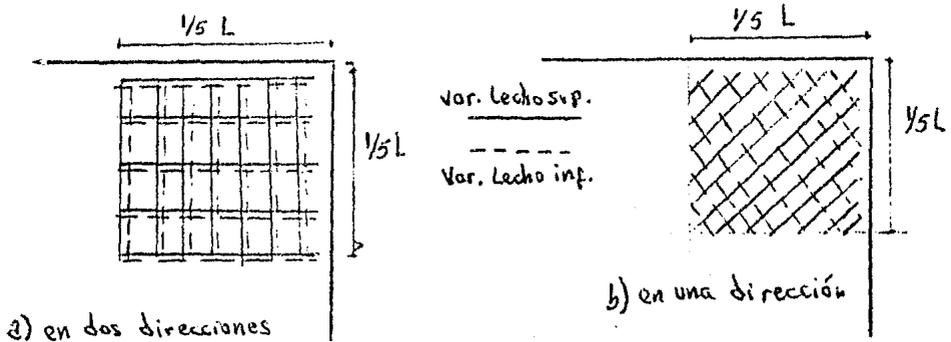


Fig. III.36 Refuerzo de esquinas Exteriores de Losas.

### III.10.5 REFUERZO EN LOSAS PLANAS.

Además de los requisitos de la sección III.10.4 el refuerzo en las losas sin vigas debe cumplir con los requisitos mínimos de dobléz y prolongación del refuerzo ilustrado en la Fig. III.37, para la prolongación de los apoyos debe de cumplirse con los requisitos de adherencia y anclaje.

Las varillas dobladas pueden utilizarse unicamente cuando la relación claro/peralte permita el uso de dobleces de  $45^\circ$  o menos.

### III.11 RECOMENDACIONES SEGUN REGLAMENTO D.D.F.-76 PARA LOSAS.

#### III.11.1 REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS.

Se cumplirá con las disposiciones mencionadas en la sección III.5.4 sobre vigas.

#### III.11.2 LOSAS PERIFETRALMENTE APOYADAS

Para colocación del refuerzo la losa se considerará dividida, en cada dirección en dos franjas extremas y una central. Para relaciones de claro corto a largo mayores de 0.5, las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema, igual a la

losa, paralela a la diagonal en la parte inferior de la losa . El refuerzo especial debe colocarse a partir de la esquina a una distancia en cada dirección igual a  $1/5$  de la longitud -- del claro más grande. Tanto en la parte superior como inferior de la losa, el refuerzo especial puede colocarse paralelamente a la dirección del momento, o en dos direcciones paralelas a los lados de la losa Fig. III.36-a y III.36-b.

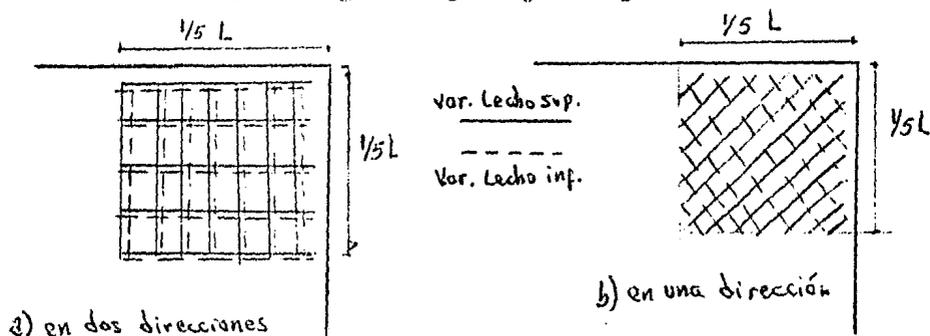


Fig. III.36 Refuerzo de esquinas Exteriores de Losas.

### III.10.5 REFUERZO EN LOSAS PLANAS.

Además de los requisitos de la sección III.10.4 el refuerzo en las losas sin vigas debe cumplir con los requisitos mínimos de dobléz y prolongación del refuerzo ilustrado en la Fig. III.37, para la prolongación de los apoyos debe de cumplirse con los requisitos de adherencia y anclaje.

Las varillas dobladas pueden utilizarse unicamente cuando la relación claro/peralte permita el uso de dobleces de  $45^{\circ}$  o menos.

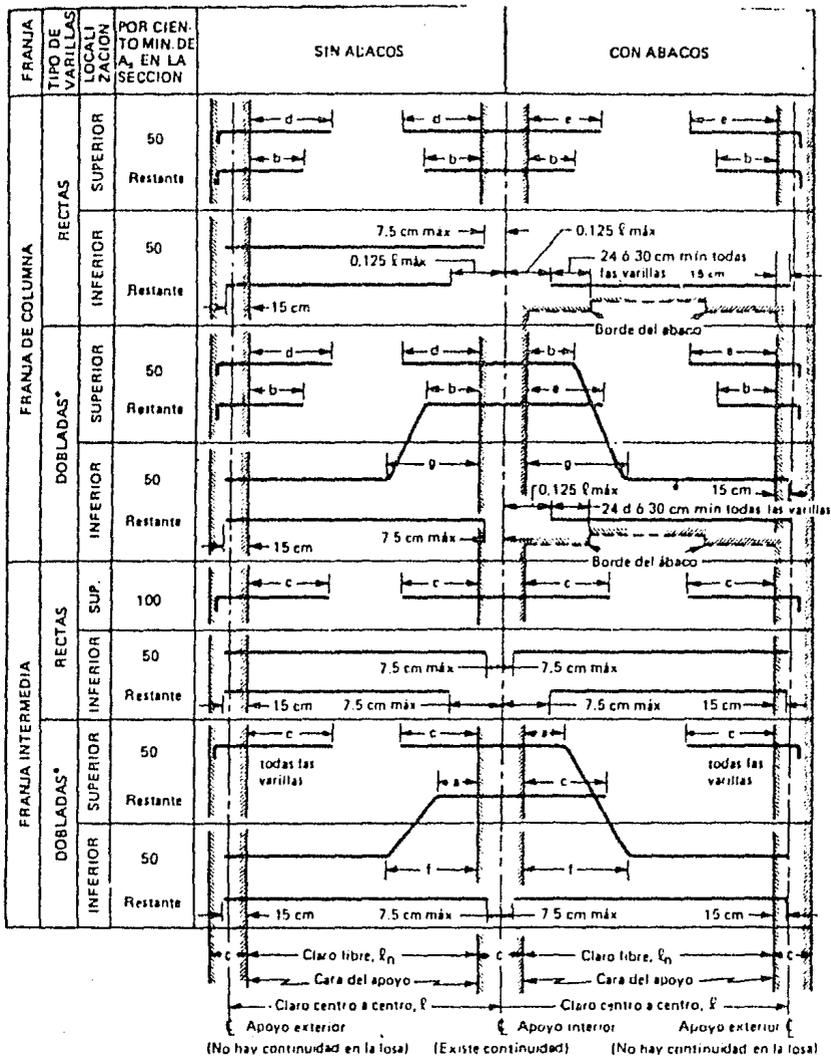
### III.11 RECOMENDACIONES SEGUN REGLAMENTO D.D.F.-76 PARA LOSAS.

#### III.11.1 REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS.

Se cumplirá con las disposiciones mencionadas en la sección III.5.4 sobre vigas.

#### III.11.2 LOSAS PERIFERALMENTE APOYADAS

Para colocación del refuerzo la losa se considerará dividida, en cada dirección en dos franjas extremas y uno central. Para relaciones de claro corto a largo mayores de 0.5, las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema, igual a la



\* Si se efectúa un análisis general se pueden usar varillas dobladas en los apoyos exteriores

REFERENCIA	LONGITUD DE LA VARILLA DESDE LA CARA DEL APOYO						
	LONGITUD MÍNIMA			LONG. MÁXIMA			
LONGITUD	0.14 $l_n$	0.20 $l_n$	0.22 $l_n$	0.30 $l_n$	0.33 $l_n$	0.20 $l_n$	0.24 $l_n$

Fig. III.37 Requisitos mínimos de doblez y prolongación del refuerzo en losas sin vigas (véase la sección II.7.1 para la prolongación del refuerzo en los apoyos)

cuarta parte del mismo. Para relaciones menores de 0.5, la franja central perpendicular al lado largo tendrá un ancho igual a  $a_2 - a_1$ , y cada franja extrema, igual a  $a_1/2$

$a_1$  = claro corto,  $a_2$  = claro largo.

Para doblar varillas y aplicar los requisitos de anclaje del acero se supondrán líneas de inflexión a un sexto del claro corto desde los bordes del tablero para momento positivo, y a un quinto del claro corto desde los bordes del tablero para momento negativo. En la proximidad de cargas concentradas superiores a una tonelada, la separación del refuerzo no debe exceder de  $2.5d$ , donde  $d$  es el peralte efectivo de losa. Para la separación máxima se aplica lo dispuesto para la separación máxima se aplican lo dispuesto para refuerzo por temperatura.

### III.11.3 LOSAS PLANAS

Se respetaran las prescripciones sobre refuerzo mínimo por flexión y por cambios volumétricos de las secciones III.5.1 y III.5.4 para vigas. Además, el espaciamiento de las varillas en las secciones críticas no excederá de dos veces el espesor de la losa, excepto en aquellas porciones del área de la misma que sean de construcción celular o nervada.

El refuerzo debe detallarse teniendo en cuenta los siguientes requisitos mínimos:

Los refuerzos positivo y negativo deben prolongarse más allá de cada punto de inflexión una distancia no menor que un décimo del claro respectivo.

Debe mantenerse no menos de la cuarta parte del refuerzo positivo total máximo hasta la línea que une los centros de columnas.

Por lo menos el 25% del acero de cada franja extrema debe estar comprendido en un ancho igual a  $0.5c$  más medio peralte efectivo a cada lado del eje de la columna. El resto del refuerzo ira uniformemente espaciado en la franja a que pertenece. Aquí  $c$  es la dimensión de la columna o capitel normal al refuerzo,

### III.11.4 ABERTURAS EN LOSAS PLANAS.

Se admiten aberturas de cualquier tamaño en la intersección de dos franjas centrales, a condición de que se mantenga, en cada dirección, el refuerzo total que se requeriría si no hubiera la abertura.

En la intersección de dos franjas de columna, las aberturas no deben interrumpir más de un octavo del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

En la intersección de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpir más de un cuarto del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

Se revisará que no se exceda la cuantía máxima de acero de tensión para vigas sección III.5.2 calculada con el ancho que resulte descontando las aberturas.

### III.12 RECOMENDACIONES SEGUN MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES SECCION H. CONCRETO REFORZADO, C.F.E.-70 PARA LOSAS.

#### III.12.1 LOSAS ARMADAS CON MALLAS PLANAS.

El refuerzo propuesto suele usarse para claros relativamente grandes en los que se requiere malla con alambres de diámetros superiores a 5.5 mm. Está indicado siempre que se prevén variaciones de carga viva que ocasionen movimientos significativos de los puntos de inflexión. Fig. III.38.

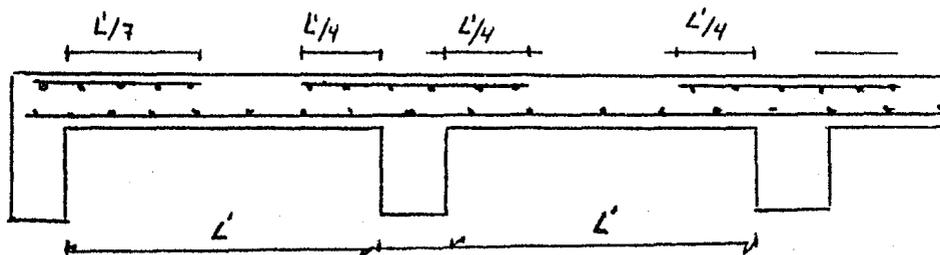


Fig. III.38 Armado con malla en losas perimetralmente apoyada

En claros muy grandes puede ser económico usar dos mallas - como refuerzo negativo en la forma indicada en la Fig. III.39

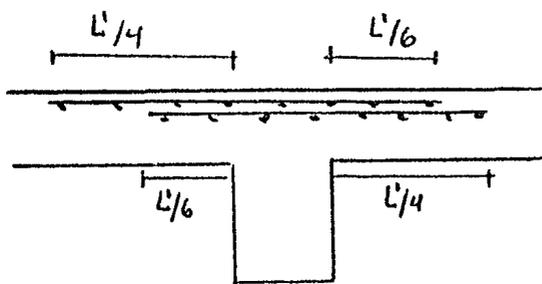


Fig. III.39 Refuerzo negativo con dos Mallas.

### III.12.2 LOSAS ARMADAS CON VARILLAS.

Se recomienda que la tercera parte del acero positivo As, se mantenga en el lecho inferior como varillas corridas. - Las otras dos terceras partes se doblan en la forma indicada para reforzar las zonas de momento negativo. Las varillas rectas para momento negativo se prolongan hasta una distancia a  $L/5$ , medido a partir del paño del apoyo. El claro extremo se puede reforzar con tramos rectos de varillas como puede apreciarse en ambas alternativas de la Fig. III.40.

## III.13 REFUERZO EN MUROS

### III.13.1 GENERALIDADES

Desde hace mucho se ha reconocido la utilidad de los muros en la planeación estructural de edificios de niveles -- múltiples. Cuando los muros se colocan en posiciones ventajosas dentro de una construcción, pueden ser muy eficientes para resistir cargas laterales producidas por el viento o sismos. - Estos muros se han denominado muros de cortante debido a que con frecuencia gran parte de la carga lateral de un edificio si no es que toda, y la fuerza cortante horizontal se transfiere a estos elementos estructurales. El nombre no es muy apropiado ya que en raras ocasiones el modo crítico de resistencia está relacionado con el cortante. Con frecuencia los muros a cortante contienen numerosas aberturas.

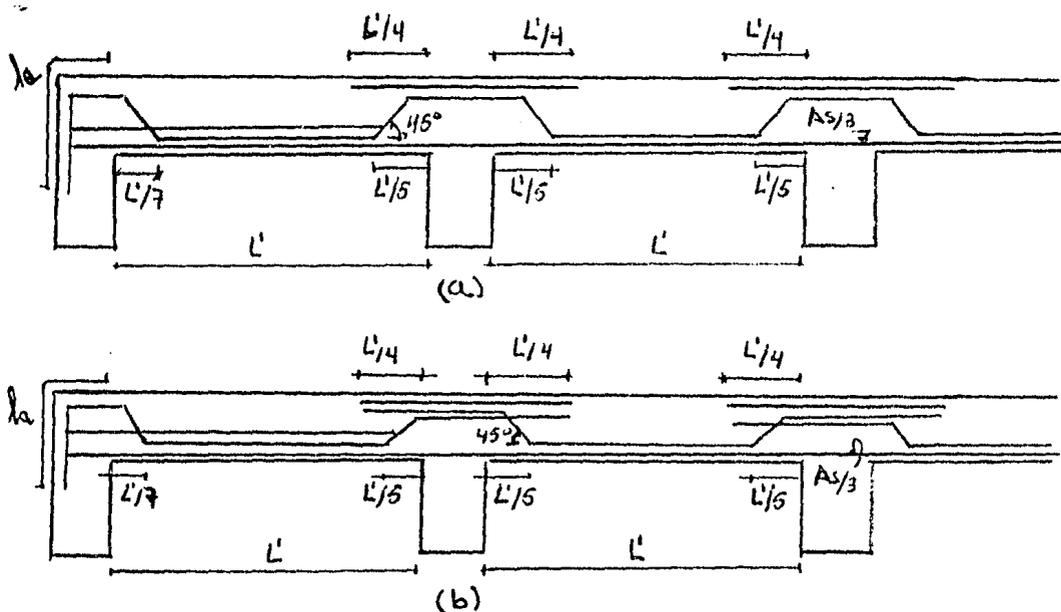


Fig. III.40 Armado de losas con varilla.

En numerosas publicaciones, la mayoría escrita en la década anterior, se ha examinado el comportamiento elástico de distintos muros a cortante. Las ponencias de un simposio patrocinado por la Universidad de Southampton representa un buen resumen del actual estado del conocimiento de las estructuras de muros de cortante. Sin embargo todavía queda mucho trabajo por hacer antes de poder predecir con seguridad la respuesta elastoplástica de las estructuras de muros de cortante.

El uso de muros de cortante o su equivalente se hace imperativo en determinados edificios elevados a fin de poder controlar las deflexiones de entrepiso, provocadas por la carga lateral. Los muros cortantes bien diseñados en las áreas sísmicas tienen un buen historial. No solo pueden proporcionar seguridad estructural adecuada, sino que también pueden dar gran protección contra daño no estructural costoso durante las perturbaciones sísmicas moderadas.

### III.13.2 MUROS ALTOS CON SECCIONES TRANSVERSALES RECTANGULARES.

Se puede esperar que un muro cortante de voladizo simple, como el de la Fig. III.41, se comporte esencialmente de

la misma manera que una viga de concreto reforzado. La sección transversal estrecha (es decir, ancho pequeño) indica que puede plantearse el problema de inestabilidad del borde a compresión. Por lo general las losas de piso de un edificio de niveles múltiples, que se indican en la Fig. III.41, actúan como diafragmas horizontales y dan apoyo lateral; en consecuencia, se puede considerar que la longitud crítica con respecto al pandeo es igual a la altura de los pisos.

El muro cortante, si actúa como voladizo grande, estará sujeto a momentos flexionantes y fuerzas cortantes que se originan principalmente en las cargas laterales y a compresión axial provocada por la gravedad. De acuerdo con esto, se puede evaluar la resistencia de la sección crítica a través del muro a partir de la relación de interacción momento-fuerza axial. El refuerzo vertical o de flexión en la porción del alma de un muro de cortante, que puede ser considerable, debe ser tomado en cuenta al valuar la capacidad a flexión.

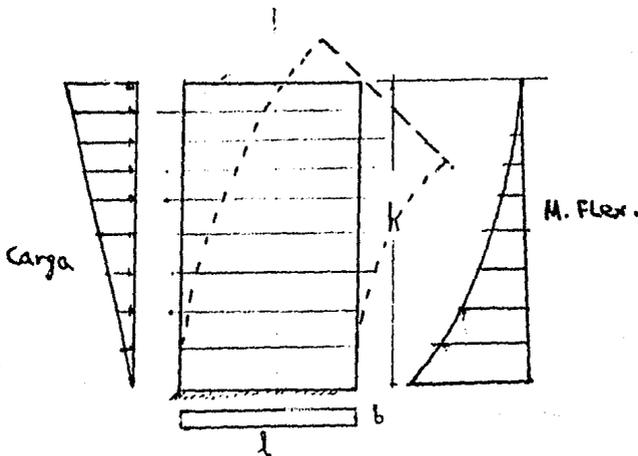


Fig. III.41 Un muro cortante en voladizo.

### III.13.2.1 LA RESISTENCIA A FLEXION.

En muros de cortante, especialmente en zona no afectadas por sismos, el requerimiento de resistencia para el acero a flexión no es grande. En tales muros ha sido práctica tradicional proporcionar aproximadamente 0.25% de refuerzo en ambas direcciones. Por lo tanto, en muros sujetos a pequeña flexión, se ha colocado 0.25% o un poco más de refuerzo uniformemente en todo el peralte. Es natural que en dicha disposición

no se utilice con eficiencia el acero en el momento máximo -- debido a que muchas varillas operan en un brazo de palanca -- interno relativamente pequeño. Además, la curvatura máxima y -- por lo tanto la ductilidad de curvatura se reduce considera-- blemente cuando se usa de esta manera gran cantidad de acero a flexión.

En una sección eficiente de muro a cortante, sujeta a momentos considerables, el grueso del refuerzo a flexión se -- coloca próximo al borde a tensión. Debido a las inversiones -- de momentos originados bajo cargas laterales, normalmente se -- requieren cantidades iguales de refuerzo en ambos extremos. -- por tanto, de ser necesario, se puede resistir una gran parte -- del momento flexionante mediante el par de acero interno, lo -- que produce mejores propiedades de ductilidad.

Debido a la gran área de la sección transversal, con frecuencia la carga axial de compresión en los muros de cor-- tante es mucho menor que lo que provocaría una condición de -- falla balanceada (Pb). Como resultado de ello, por lo general se aumenta la capacidad de momentos por las fuerzas de grave-- dad en los muros cortantes. Sin embargo, se debe recordar que -- la compresión axial reduce la ductilidad.

Cuando es deseable aumentar la ductilidad de un muro -- cortante en voladizo (normalmente en su base, donde los momen-- tos de volteo y la compresión axial son máximos) se debe con-- finar el concreto en la zona a compresión. Se sugiere que el -- acero de confinamiento se suministre de la misma manera que -- en las columnas con estribos y que se distribuya al menos por -- sobre la parte del peralte, l, donde se requieran deformaciones -- del concreto superior a 0.003 cuando se alcanza la ductilidad -- deseada. En todo caso, se deben suministrar estribos transver-- sales alrededor de las varillas a flexión, que puedan estar -- sujetas a cedencia a compresión, al menos en la misma manera -- que en columnas cargadas axialmente, para evitar el pandeo de -- esas varillas, lo que es especialmente importante en la re--- gión de una articulación plástica que se puede extender por -- la altura completa de un piso o más . En tal distancia, es --- improbable que los estribos nominales al espaciado máximo es--pecificado por los reglamentos sean suficientes, cuando va---rios choques sísmicos pueden provocar cedencia en ambas extre-- midades de la sección del muro de cortante. Sólo los estribos -- espaciados estrechamente pueden retener el núcleo de concre-- to agrietado dentro de las varillas verticales a flexión en -- las extremidades de la sección e impedir el pandeo de las va-- rillas longitudinales.

### III.13.2.2 JUNTA DE CONSTRUCCION A TRAVES DE MUROS DE CORTANTE.

En las juntas de construcción en que se ha observado movimiento deslizando durante los sismos, con frecuencia se ha constatado que éstas producen daño en los muros de cortante. Estos movimientos son comunes en muros bajos a cortante que transmiten pequeñas cargas de gravedad. Sin embargo, también se ha hecho evidente dicho tipo de daño en los muros altos de cortante. Por tanto, es necesario asegurar que se suministre suficiente refuerzo vertical en el alma del muro de cortante para suprimir una falla deslizando a cortante.

La resistencia de la junta de construcción debe ser igual (o mayor de preferencia) a la resistencia  $V_u$ , a cortante requerida en ese nivel específico. En este contexto, la resistencia  $V_u = V_u / 0.8 b l$ , a cortante, se refiere a la resistencia a tensión diagonal del muro. Entonces cuando  $V_{uf} \geq V_u$  donde:

$$V_{uf} = \frac{\phi 0.8 N + A_{vf} f_y}{0.8 b l}$$

(esfuerzo cortante nominal transmitido a través de la junta de construcción)

$N$  = Fuerza axial en la sección, positiva cuando produce compresión.

$A_{vf}$  = Acero total vertical a utilizarse para la fuerza requerida de agarre.

el contenido requerido de acero ( $\rho_{vf} = A_{vf} / A_g$  a través de la junta de construcción queda como ( $A_g$  = Area transversal bruta del muro)

$$\rho_{vf} \geq \left( V_u - 0.85 \frac{N}{A_g} \right) \frac{0.94}{f_y} \geq 0.0025$$

Es importante que se dé esta cantidad de refuerzo vertical a lo largo de toda la longitud de la sección del muro. La fuerza de agarre de una varilla sólo es efectiva en la vecindad inmediata de ésta. En consecuencia, no se debe incluir el refuerzo pesado cerca de los bordes verticales extremos de las secciones de muros al evaluar la fuerza de agarre.

### III.13.3 MUROS DE CORTANTE BAJOS CON SECCIONES TRANSVERSALES, RECTANGULARES.

La altura de los muros de cortante en voladizo de muchos edificios bajos es menor que su longitud (es decir su peralte estructural). Es claro que en tales casos no se puede ve-

basar la evaluación de la resistencia a flexión y cortante y el refuerzo apropiado en las técnicas convencionales aplicables a muros más altos. En vez de eso, son relevantes los principios establecidos con relación al comportamiento de vigas de gran peralte. Ya no es posible estudiar por separado la flexión y cortante, ya que ambos están relacionados más íntimamente en los muros bajos de cortante.

Por lo general los muros de cortante de baja altura sólo transmiten cargas de gravedad muy pequeñas, razón por la cual se ignora su efecto benéfico derivado al menos para la resistencia a cortante. La demanda de acero a flexión también será pequeña en la mayoría de los casos, debido al brazo de palanca interno disponible relativamente grande. En consecuencia, sería más práctico distribuir el refuerzo vertical (es decir, a flexión) en forma uniforme en toda la longitud del muro, permitiendo sólo un aumento nominal en los bordes verticales.

Probablemente la pérdida de ductilidad correspondiente a la carga sísmica no será de gran importancia por dos razones. En primer lugar, el bajo requisito de acero a menudo se satisface mediante un contenido próximo al mínimo de acero (v. gr. 0.25%), que da suficiente absorción de energía en el intervalo inelástico. En segundo lugar se pueden hacer muros de cortante bajos debidamente detallados que absorban todo o la mayor parte del choque sísmico en el intervalo elástico sin demanda de grandes contenidos de refuerzo.

El refuerzo mínimo a cortante no debe ser menor que 0.25% del área del concreto. Antes se mencionó que en muros largos y bajos de cortante, el refuerzo vertical del alma será más efectivo para permitir que se formen puntales a compresión diagonal. En consecuencia en los muros con  $h/l$  menor que 0.5 el reglamento del ACI requiere acero vertical del alma en igual a la cantidad del refuerzo horizontal a cortante  $\rho_h$ . Para muros de cortante con relaciones de  $h/l$  entre 0.5 y 2.5, se sugiere una interpolación lineal entre este acero y el mínimo de 0.25%, lo que da :

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h}{l} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad \rho_v \geq 0.0025$$

$$\rho_v \leq \rho_h = \frac{U_u - U_c}{f_y}$$

### III.14 RECOMENDACIONES SEGUN REGLAMENTO ACI-318-77 PARA MUROS

#### III.14.1 REFUERZO MINIMO EN MIEMBROS SUJETOS A -- FLEXION.

En cualquier sección de un miembro sujeto a flexión - donde, por el análisis, se requiera acero de refuerzo positivo la relación  $\rho$  proporcionada no será menor que la obtenida por  $\rho = 14/f_y$  excepto en lo siguiente:

Alternativamente, el área de acero de refuerzo positivo o negativo, proporcionada en cada sección, debe ser por lo menos 1/3 mayor que lo requerido por el análisis.

#### III.14.2 REFUERZO POR CORTANTE PARA MUROS.

La relación  $\rho$  del área de refuerzo horizontal por - cortante al área de la sección vertical total de concreto no debe ser menor que 0.0025.

El espaciamiento del refuerzo horizontal por cortante  $S_2$  no debe exceder de  $l/5$ ,  $3h$ , ni de 45 cm.

La relación  $\rho_n$  del área de refuerzo vertical por cortante al área de la sección total de concreto no debe ser menor que  $\rho_n = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{h}{l}) (\rho_h - 0.0025)$  ni menor - que 0.0025, pero no necesita ser mayor que el refuerzo por - cortante horizontal requerido.

El espaciamiento del refuerzo vertical por cortante - si no debe exceder de  $l/3$ ,  $3h$ , ni de 45 cm.

#### III.14.3 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA MUROS A FLEXION Y CARGA AXIAL.

La relación mínima del área de refuerzo vertical al - área total del concreto debe ser de:

a) 0.0012 para varillas corrugadas no mayores que la del - # 5 y con una resistencia a la fluencia especificada de 4200 Kg/cm<sup>2</sup> y para malla soldada de alambre (liso o corrugado) de - diámetro no mayor que W31 ó D31.

b) 0.0015 para otras varillas corrugadas.

El refuerzo vertical no debe espaciarse a una distan- - cia mayor que 3 veces el espesor del muro ni de 45 cm.

El refuerzo vertical no necesita estar rodeado por -- - anillos laterales si el área de dicho refuerzo vertical no es - mayor de 0.01 veces el área de la sección total de concreto-

o donde el refuerzo vertical no se requiera como refuerzo de compresión.

La relación mínima del área de refuerzo horizontal al área total de concreto debe ser de :

a) 0.0020 para varillas corrugadas no mayores del # 5 y -- con una resistencia a la fluencia especificada no menor de --  $4200 \text{ Kg/cm}^2$  y para malla soldada de alambre (liso o corrugado) de diámetro no mayor que W31 ó D31.

b) 0.0025 para otras varillas corrugadas.

El refuerzo horizontal no debe espaciarse a una distancia mayor de 3 veces el espesor del muro ni de 45 cm.

### III.14.4 DISPOSICIONES COMPLEMENTARIOS PARA MUROS

Los muros de un espesor mayor de 25 cm, excepto los -- muros de sótanos, deben tener el refuerzo de cada dirección -- colocado en dos capas paralelas a las caras del muro de acuerdo con:

a) Una capa que consista en no menos de  $1/2$ , y no más de  $2/3$  del refuerzo total requerido en esa dirección y se colocará a no menos de 5 cm. ni más de  $1/3$  del espesor del muro a partir de la superficie exterior.

b) La otra capa, que consista en el resto del refuerzo requerido en esa dirección, debe colocarse a no menos de 2 cm, -- ni a más de  $1/3$  del espesor del muro a partir de la superficie interior.

c) Las varillas, si se emplean, no deben ser menores del # 3 ni deben espaciarse a más de 45 cm. centro a centro. La malla soldada, si se emplea, debe colocarse en forma de capas planas.

Además del refuerzo mínimo prescrito en las secciones anteriores, deben suministrarse por lo menos 2 varillas del # 5 alrededor de todas las aberturas (de puertas o ventanas). Tales varillas deben extenderse por lo menos 60 cm. más allá de la esquina de las aberturas. Fig. III.42

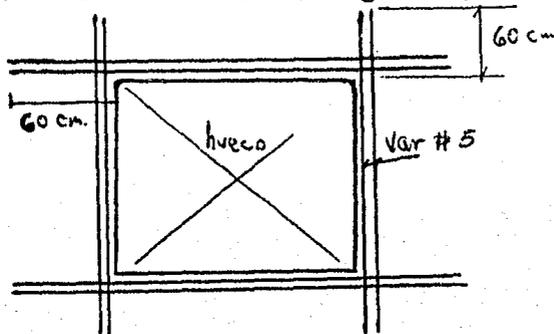


Fig. III.42 Refuerzo adicional en aberturas de muros.

### III.15 RECOMENDACIONES SEGUN REGLAMENTO D.D.F.-76 PARA MUROS.

#### III.13.1 REFUERZO MINIMO Y MAXIMO PARA MUROS SUJETOS A FLEXION.

Se cumplirá con las disposiciones para vigas según secciones III.5.1 y III.5.2.

#### III.15.2 REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS.

Se cumplirá con lo dispuesto para vigas según sección III.5.4.

#### III.15.3 REFUERZO POR FUERZA CORTANTE EN MUROS.

Quando la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , es mayor que  $V_{cR}$ , se requiere refuerzo por fuerza cortante. Dicho refuerzo constará de dos capas de barras horizontales y verticales, cada una próxima a una cara del muro, a menos que el espesor de este no exceda de 20 cm, en cuyo caso puede colocarse una sola capa a medio espesor. Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de desplante del muro. Son capaces de desarrollar su esfuerzo de fluencia.

La cuantía de refuerzo horizontal,  $\rho_h$ , no será menor que ni que la necesaria por cambios volumétricos.

$$\rho_h > \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y d_t}$$

El espaciamiento del refuerzo horizontal,  $s_h$ , no será mayor que el especificado en el refuerzo por cambio volumétricos, ni que  $l/5$ .

La cuantía de refuerzo vertical,  $\rho_v$ , no será menor -- que  $\rho_v > 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h}{l}\right) (\rho_h - 0.0025)$  ni que la necesaria por cambios volumétricos; sin embargo, no necesita ser mayor que  $\rho_h$ . El espaciamiento no será mayor que el requerido por cambios volumétricos.

#### III.15.4 DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA MUROS.

En muros con relación  $h/l$  no mayor que 1.2, el refuerzo para flexión que se calcule en la sección de momento máximo, se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido uniformemente en un ancho igual a  $0.2l - 0.1h$  medido desde el borde a tensión del muro, pero no mayor que --  $0.4h$ .

Si la relación  $h/l$  es mayor que 1.2, el refuerzo por flexión en la porción del muro situada arriba del nivel 1.2) se puede hacer variar de acuerdo con el diagrama de momentos. Abajo del nivel mencionado se aplicará lo dicho en el párrafo anterior.

El refuerzo cuyo trabajo a compresión sea necesario para lograr la resistencia requerida debe restringirse contra el pandeo con estribos o grapas que cumplan con las disposiciones para columnas sección III.8.3

Se proporcionará refuerzo en la periferia de toda abertura en cantidad suficiente para resistir las tensiones que puedan presentarse. Como mínimo deberán colocarse dos barras del No. 4 o su equivalente, a lo largo de cada lado de la abertura. Estas barras se prolongarán una distancia igual a su longitud de desarrollo,  $l_d$ , desde las esquinas de la abertura.

### III.16 JUNTAS DE VIGAS-COLUMNAS

#### III.16.1 GENERALIDADES.

Es sorprendente que hasta hace poco se haya dado poca atención al diseño de juntas en estructuras de concreto reforzado. Parece que después de la evaluación de los esfuerzos de trabajo en los miembros adyacentes, normalmente en la mayoría de los diseñadores suponían que las condiciones dentro de la junta, que con frecuencia tenía dimensiones algo mayores que los miembros unidos, no eran críticas. La adopción gradual del diseño por estados límites ha revelado la debilidad de esta suposición. Con frecuencia las juntas son los eslabones más débiles del sistema estructural, y apenas hasta fechas recientes se han empezado a realizar avances muy valiosos en esta área. Sin embargo, todavía requiere mejorarse mucho la compresión que se tiene del comportamiento de las juntas y de la práctica actual de los detalles.

Se puede resumir los requerimientos esenciales para el funcionamiento satisfactorio de una junta en una estructura de concreto reforzado como sigue:

1.- Una junta debe exhibir un comportamiento bajo carga de servicio igual en calidad al de los miembros que une.

2.- Una junta debe poseer una resistencia que corresponda al menos a las combinaciones más adversas de carga que podrían soportar los miembros adyacentes, varias veces de ser necesario.

3.- Normalmente la resistencia de la junta no debe gobernar la de la estructura, y su comportamiento no debe impedir el desarrollo de toda la resistencia del miembro adyacente.

4.- Otras características notables del diseño de la junta deben ser la facilidad de construcción y el acceso para depositar y compactar el concreto.

El tipo de carga afecta considerablemente la demanda estructural en las juntas; por lo tanto, puede ser apropiado -- utilizar procedimientos de diseño en que se reconozca la severidad de cada tipo de carga. En determinadas juntas, por ejemplo las estructuras continuas de concreto reforzado sujetas -- sólo a cargas de gravedad, el criterio de diseño es la resistencia bajo las cargas monotónicas sin inversión de esfuerzos. En otros casos no sólo la resistencia, sino la ductilidad de -- los miembros adjuntos bajo cargas alternas gobierna el diseño de las juntas: Un marco rígido de niveles múltiples bajo cargas sísmicas representaría estas condiciones. Se puede esperar tener una cantidad apreciable de refuerzo de junta para el -- segundo caso, debido a que ocurrirá una degradación de resistencia del concreto bajo cargas alternadas repetidas.

### III.16.2 JUNTAS DE ESQUINA.

En muchas estructuras es necesaria la continuidad entre dos miembros adyacentes, aunque los miembros se encuentren formando un ángulo. El ejemplo más común es la junta de esquina de un marco de portal. Las fuerzas internas generadas en -- ese tipo de junta de esquina puede provocar falla dentro de -- la junta antes de que se logre la resistencia de la viga o -- columna, la que sea más débil.

El tamaño relativo de los miembros y la magnitud de -- las acciones afectan no sólo el comportamiento sino también -- los límites prácticos del detallado. En una conexión de losa o muro es deseable omitir todo el refuerzo secundario. Por -- otra parte, en una junta apreciable de columna-viga, será necesario utilizar estribos adecuados, semejantes a los que se utilizan en los miembros adyacentes. En una junta que es larga -- en la dirección transversal (por ejemplo, entre una losa de -- puente y un muro de estribo de soporte). Este tipo de restricción puede suprimir efectivamente las grietas de fisuración, -- que se pueden desarrollar en los anclajes dentro de la junta. Sin embargo, en un marco de portal, se dispone de poco confinamiento lateral cuando faltan miembros perpendiculares al marco en la región de la junta. No debe despreciarse el carácter tridimensional del mecanismo resistente en las juntas.

El sentido de la carga afecta fundamentalmente el comportamiento de la junta de esquina. Por este motivo se expondra por separado la junta para a un momento que tiende a cerrar

el ángulo recto y para otro que tiende a abrirlo.

a) Juntas de esquina bajo cargas que cierran.

En la Fig. III.43 se muestra una junta típica de esquina sujeta a un momento flexionante de cierre y las acciones correspondientes. Ya que las barras exteriores son continuas, tienen anclaje y suponiendo que no ocurre una falla de fisuración debido a elevada presión de apoyo dentro del doblado, normalmente se puede desarrollar toda la resistencia de esas barras. Cuando para fines de resistencia no se confía en el acero a compresión, no parece importar como se anclan las varillas internas.

Las juntas generadas por la flexión y que actúan contra un cuerpo libre idealizado, que representa una junta de esquina cuadrada, se muestran en la Fig. III.43-b. Se supone que estas fuerzas están introducidas al núcleo de la junta en forma de esfuerzos cortantes, uniformes resultados de adherencia de anclaje, como en la Fig. III.43-c; entonces se puede esperar una grieta diagonal cuando el esfuerzo de tensión diagonal se aproxime a la resistencia a tensión  $f'_t$  del concreto.

$$f'_t = T/bd = A_s f_y/bd = \rho f_y$$

Esta condición limita el contenido del acero a flexión a

$$\rho \leq \frac{f'_t}{f_y}$$

La segunda alternativa de introducción de carga al núcleo de la junta Fig. III.43-d, corresponde mejor a las condiciones en la carga última. Aquí se combinan las fuerzas del acero y el concreto para producir una sola resultante de compresión diagonal, debido al deterioro de adherencia a lo largo de las varillas exteriores. Kemp y Mukherjee han demostrado que al considerar la resistencia a tensión por rajadura del concreto  $f'_t$ , en este caso el contenido de acero límite es aproximadamente  $\rho \leq 1.2 f'_t/f_y$ .

En efecto, en sus pruebas se logró toda la capacidad a flexión de los miembros adjuntos en la cara de la junta, cuando el contenido del acero estuvo ligeramente por debajo de este límite. Para valores mayores de  $\rho$ , ocurrió una falla de fisuración frágil a menos que la resistencia total de los miembros adjuntos.

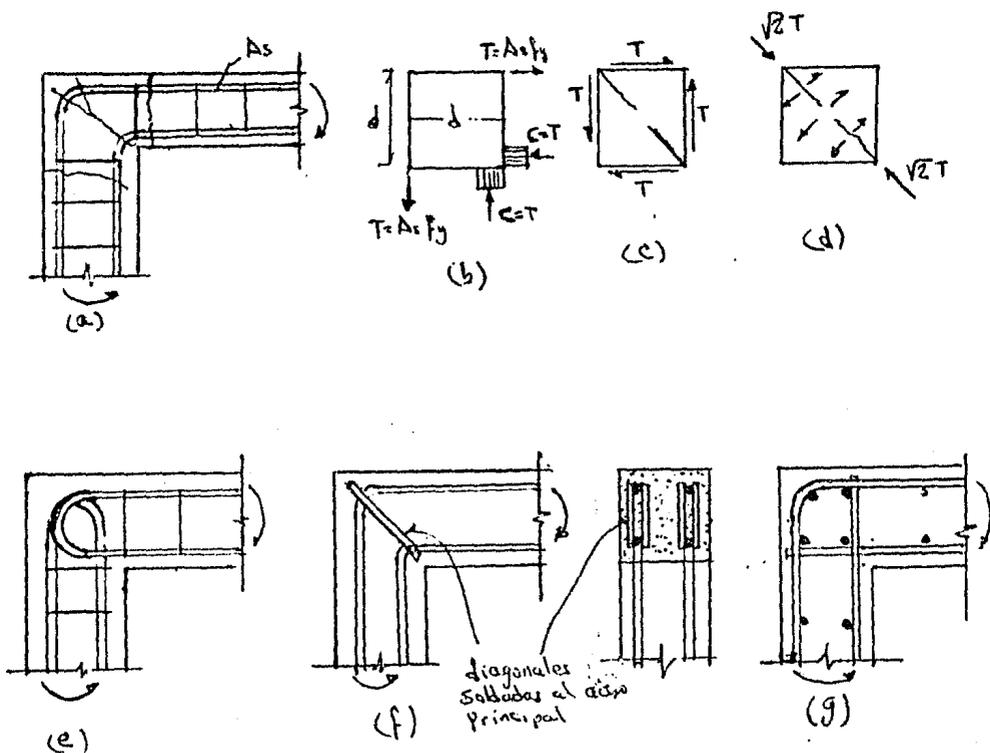


Fig. III.43 Acciones y detalles de juntas de esquina sujetas a momentos que cierran. (a)Grietas típicas (b)Fuerzas internas.(c)Grieta debida a cortante.(d)Grieta de fisuración.(e)Aros traslapados.(f)Atizadores diagonales.(g)Varillas transversales de apoyo.

Debido al tamaño pequeño de los miembros, en estas pruebas no se intentó controlar el desarrollo de la grieta diagonal crítica (Veáse Fig. III.43-a) por esfuerzos y se observaron dos excepciones notables. Las varillas a flexión traslapadas que formaban aros, como en la Fig. III.43-e, no se comportaron bien, aunque se utilizó bajo contenido de acero. Sin embargo, cuando se resistió la compresión diagonal mediante refuerzo forma semejante a la acción de una placa atizadora diagonal en una junta de acero (veáse Fig. III.43-f), se pudo desarrollar la capacidad a flexión de la sección adjunta, incluso con un elevado contenido de acero ( $\rho = 3.0\%$ ).

De lo anterior se puede concluir que para las juntas de esquina de miembros pequeños, losas y muros en particular, se puede esperar resistencia adecuada sólo bajo las siguientes --- condiciones:

1.- El acero a tensión es continuo alrededor de la esquina (es decir, que no está traslapado dentro de la junta).

2.- Las varillas a tensión se doblan con un radio suficiente para impedir la falla por apoyo o fisuración bajo las varillas. Las varillas transversales colocadas bajo las varillas dobladas, como en la Fig. III.43-g, son benéficas en este aspecto.

3.- La cantidad de refuerzo a tensión está (conservadoramente) limitado a  $\rho \leq 6\sqrt{f'_c}/f_y$ , en que los esfuerzos están en  $lb/pulg^2$ .

Al utilizar mayores miembros estructurales con elevado contenido de refuerzo, se requiere refuerzo secundario para preservar la integridad del concreto dentro de la junta. La fig. III.44 ilustra el propósito triple del acero con respecto a las siguientes cuestiones.

1.- Las varillas perpendiculares a la grieta diagonal potencial deben impedir el crecimiento y ensanchamiento de las grietas, permitiendo con ello que se desarrolle la fuerza de compresión entre la esquina interior y el doblez del acero principal a tensión.

2.- Los estribos rectangulares también deben rodear el acero a tensión dentro de la junta a impedir el ensanchamiento de las grietas de fisuración, si ocurren, en el plano de las varillas dobladas de tensión.

3.- Se pueden utilizar las ramas transversales de los mismos estribos suministrar confinamiento a la esquina interior, que está sujeta a compresión concentrada.

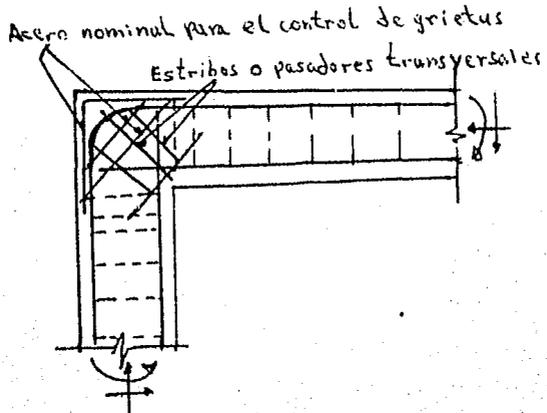


Fig. III.44 Refuerzo secundario en esquina de marco de portal

b) Juntas de esquina bajo cargas que abren.

La junta antes estudiada de esquina en ángulo recto está más seriamente afectada cuando los momentos aplicados tienden a abrir el ángulo. Las fuerzas resultantes están representadas en la Fig. III.45 para un detalle de junta comúnmente utilizado. Como lo indica la Fig. III-45-c, las fuerzas de compresión cerca de la esquina exterior dan origen a una resultante que -- tiende a separar la porción triangular de la junta. Sólo una -- fuerza interna de tensión ( $\sqrt{2} T$ ) podría resistir esta fuerza diagonal. Los patrones de grietas en las probetas de prueba, como -- las mostradas en la Fig. III.45-a, verifican claramente este com -- portamiento.

Los estribos diagonales en estos pequeños miembros au -- mentaron la capacidad de la junta en un 10 a 20%. La contribu -- ción de los estribos cortos es muy sensible a la calidad del -- anclaje . Sólo cuando se doblan apretadamente alrededor del re -- fuerzo principal es que pueden responder de inmediato a la car -- ga, controlando con ello el crecimiento de las grietas.

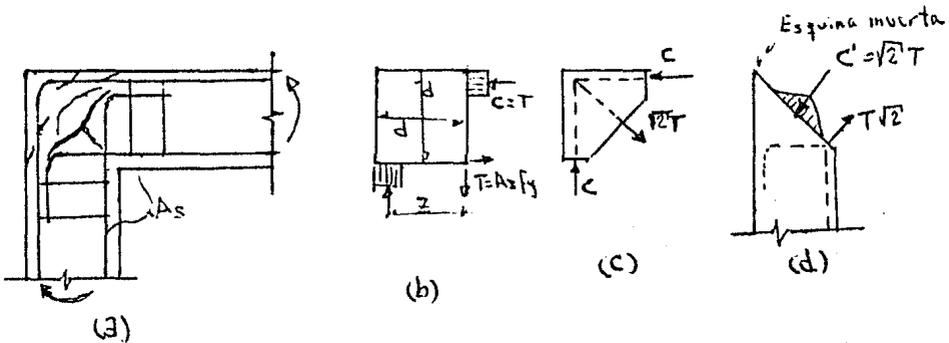


Fig. III.45 Acciones en juntas en ángulo recto que abren --  
 (a)Grietas típicas (b)Fuerzas internas(c)Fuerzas --  
 que tienden a separar la esquina de la junta (d)Fu --  
 erzas a lo largo de la diagonal de la junta.

Swann comparó varias distribuciones de acero de junta -- en miembros de 6 plg.(152 mm), de peralte, algunas de las cuales -- se utilizan comúnmente. También encontró que no se pudieron -- aproximar las capacidades de los miembros. Algunas de sus prob -- etas, junto con las capacidades medidas de las juntas como un por -- centaje de la resistencia computada del miembro, se muestran en -- la Fig. III.46. Los casos (a) y (b) son ejemplos de detallado -- extremadamente pobres. Se debe notar el comportamiento desilu -- sionante del detalle (c) utilizado comúnmente. Las probetas (f) -- y (g) representan la mejor solución que se puede suministrar en

pequeños miembros sin refuerzo secundario.

Es claro que no se puede evitar utilizar refuerzo secundario para resistir tensión diagonal en los miembros estructurales de marcos importantes. En ausencia de refuerzo secundario, será inminente la falla de la junta después del inicio prematuro del agrietamiento, como en las Figs. III.45-a y III.45-c. Incluso en pequeñas juntas se observó notablemente mejoría cuando se utilizaron estribos apretados, semejantes a las diagonales de la Fig. III.43-f.

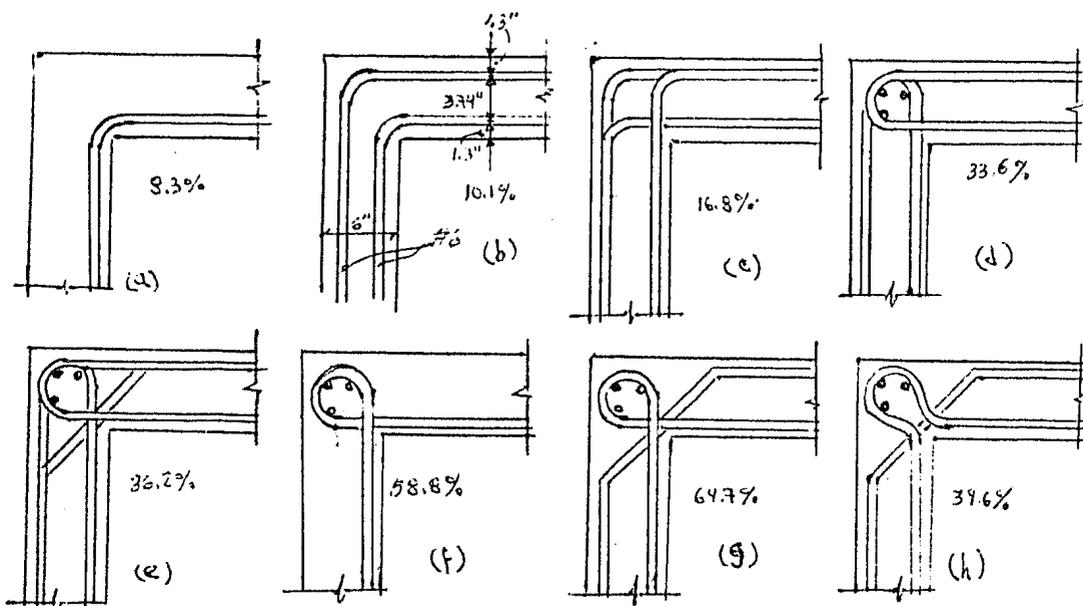


Fig. III.46 Juntas de esquinas que estudió Swann. Los porcentajes indican  $M_{prueba}/M_{calculado}$  (a,b) juntas insatisfactorias (c,d,e) Detalles utilizados comúnmente (f,g,h) arreglos usando aros.

En la Fig. III.47 se muestra una solución sugerida para una junta grande. Hasta que los estudios experimentales produzcan una técnica más precisa de diseño, se sugiere que se suministren aros radiales para resistir toda la tensión diagonal a través de la esquina. Del modelo de la Fig. III.45-c se puede estimar esta fuerza. De acuerdo con ésta utilizando la notación de la Fig. III.47 el área de un aro radial es aproximadamente.

$$a_{sj} = \left[ \frac{f_y}{f_{yj}} \sqrt{1 + \left( \frac{h_1}{h_2} \right)^2} \right] \cdot \frac{A_{s1}}{n} \quad \text{suponiendo que}$$

el acero del fondo de la viga  $A_{s1}$  limita la magnitud del momento que se puede aplicar a la junta, y que  $f_{yj}$  es la resistencia a cedencia de los aros radiales de los que se suministran ramas.

El refuerzo principal diagonal a través de la esquina interior a tensión, igual o mayor que un medio del acero necesario a flexión.  $A_{s1}$ , impide una profunda penetración de la cedencia en el área de la junta a lo largo del acero a flexión y también suministra anclaje adecuado para los aros radiales - (Veáse Fig. III.47)

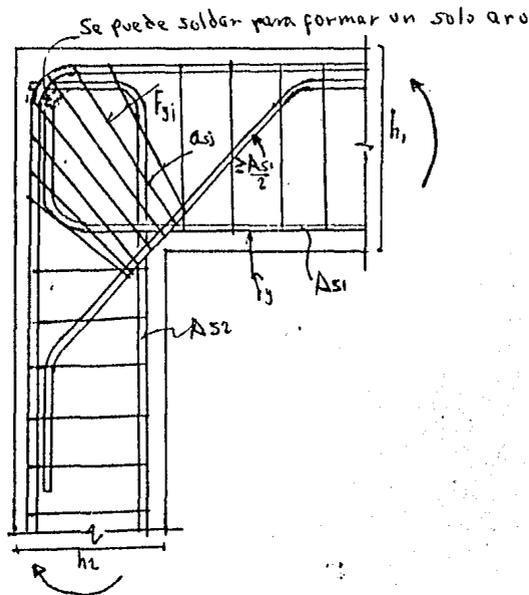


Fig. III.47 Detalles sugerido para junta grande de esquina que abre.

Cuando las varillas a tensión se forman en un arco continuo por soldadura o doblándose, como lo indican las líneas -- punteadas de la Fig. III.47, se puede reducir la cantidad de -- aros radiales. La investigación de Nilsson sugiere que el --

aro continuo del acero principal a flexión con ciertas varillas grandes diagonales a través de la esquina inferior, como en la Fig. III.47, suministra suficiente resistencia contra la falla a tensión diagonal, cuando el contenido de acero a flexión no es excesivo. De esa manera se propone que se suministren aros radiales, cuando el contenido de acero a flexión excede de 0.5%. De acuerdo con ello, el área de un aro radial es:

$$as_1 = \left( \frac{\rho - 0.005}{\rho} \right) \left\{ \left[ \frac{f_y}{f_{yj}} \sqrt{1 + (h_1)^2} \right] \frac{As_1}{n} \right\}$$

en que  $\rho = \frac{As_1}{bd}$

en el miembro crítico.

Una extensión de la esquina reentrante, que acomode un número considerable de varillas a flexión diagonal alejará la articulación plástica de la cara de la junta. Es probable que este corrimiento mejore el anclaje precario del refuerzo principal a tensión, donde éste entra a la junta. El mayor brazo de palanca interna dentro de la junta reduce la fuerza interna, por lo que la junta puede constituirse en un eslabón no crítico en el sistema estructural.

Cuando participa un gran número de varillas en el tipo de juntas sugerido en la Fig. III.47, se pueden plantear problemas de construcción debido a la congestión en la esquina reentrante. En este caso puede ser más práctico una distribución de refuerzo ortogonal.

c) Cargas repetidas alternas en juntas de esquina.

El anterior estudio de las juntas de esquina apuntó a la naturaleza de los esfuerzos en el concreto dentro de una junta. Con cargas alternas de alta intensidad, el concreto se puede agrietar en dos direcciones principales y es necesario anclar las varillas a flexión en esta región. Por lo general se deben doblar las varillas en el interior de la junta a 90° para lograr las longitudes requeridas de desarrollo. La cedencia repetida de las varillas a flexión en las caras internas de una junta de esquina y en sus proximidades destruye progresivamente la adherencia en la porción recta de estas varillas lo que encontraron Bertero y Mc Clure, quienes sujetaron marcos de portal de un solo claro a escala pequeña a cargas alternas laterales. Después de 10 ciclos de cargas se observaron muy

grandes pérdidas de anclaje en la región de la junta a 70% de la capacidad última teórica. Sólo mediante anclajes mecánicos se pudieron sostener las resistencias de sus juntas. Otras pruebas a escala pequeña han demostrado que las juntas pobremente detalladas (veáse por ejemplo la Fig. III.46-b) ni siquiera permiten que se alcance la capacidad última en el primer ciclo de carga.

Las juntas de esquina sujetas a carga alternas requieren considerable cuidado en el detallado. Ya que la junta recibe cargas que tienden a cerrar o abrir alternativamente el ángulo, se requieren ambos sistemas de refuerzo diagonal (Figs. III.43 y III.47). En este caso sería más adecuado un emparillado ortogonal de refuerzo. En ausencia de información experimental se sugiere que se suministren aros de juntas para resistir por separado los componentes horizontal y vertical de la fuerza principal a tensión, diagonal que actúa a través de la grieta potencial de falla y tiende a separar el área de junta en dos triángulos. Usando los modelos dados para una junta de esquina que se abre en la Fig. III.48-a y para una junta que se cierra en la Fig. III.48-b se puede obtener el acero secundario de la junta. Debido a que el concreto está totalmente agrietado en ambas direcciones, después de cargas cíclicas de alta intensidad y debido a que es muy dudoso el beneficio que se obtenga de cualquier compresión axial en los miembros de las juntas que se cierran, no se debe confiar en el concreto para resistir las fuerzas internas cortantes o de tensión. En la Fig. III.48-c se ilustra una solución semejante que sugirió Hanson.

Sería optimista esperar que todos los estribos, especialmente los comprendidos en la zona a compresión de la junta funcione con igual eficacia. Por eso sería prudente confiar sólo en los estribos que están ubicados a dos tercios del peralte y más próximos a las fuerzas que se deben resistir en tensión. Con esta modificación, de la Fig. III.48 se sigue que el área de un estribo es:

$$a_{s1} = 1.5 \frac{s_1}{d_1} A_{s1}$$

$$a_{s2} = 1.5 \frac{s_2 d_1}{d_2} A_{s1}$$

suponiendo que  $A_{s1} \leq (d_2 / d_1) A_{s2}$  y que la resistencia a cedencia de todo el refuerzo es la misma, en que  $A_{s1}$  y  $A_{s2}$  son las

áreas de acero requeridas para desarrollar las tensiones por flexión  $T_1$  y  $T_2$  en la Fig. III.48.

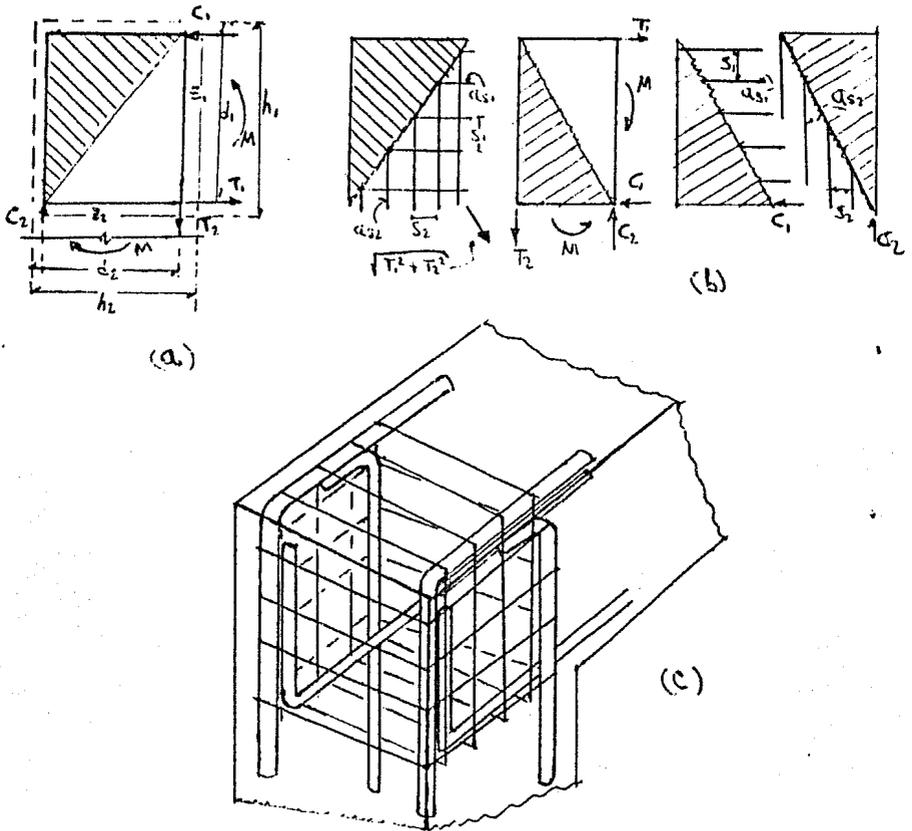


Fig. III.48 Refuerzo ortogonal en juntas de Esquina sujetas a cargas alternas (a) Acciones en junta que se abre- (b) acciones en junta que se cierra (c) Estribos - ortogonales.

### III.17 DETALLES ESPECIALES EN ESTRUCTURAS CONSTRUIDAS EN ZONAS SISMICAS.

Es importante que las estructuras de concreto reforzado construidas en zonas sísmicas sean de comportamiento dúctil, o sea que la gráfica carga-deflexión tenga una rama amplia de comportamiento no lineal. Esto se debe a que las estructuras deben tener un amplio margen de capacidad para absorber la energía que les transmite un sismo. Mientras mayor ductilidad tengan, mayor será su capacidad de absorción de energía, ya que esta capacidad es igual al área comprendida bajo el diagrama carga-deflexión bajo la acción de sismos moderados y fuertes, las estructuras trabajan generalmente en la zona de comportamiento no lineal. Resultaría antieconómico diseñar estructuras que pudiesen resistir sismos de esa naturaleza trabajando exclusivamente en la zona de comportamiento lineal. Los detalles del refuerzo tienen gran influencia sobre el tipo de comportamiento, dúctil o frágil, de las estructuras. Las fallas de tipo frágil, como las que se originan por fuerza cortante, falta de anclajes adecuados o empalmes incorrectos, son especialmente peligrosas. La ductilidad se logra por una parte, evitando ese tipo de fallas y, por otra, confinado adecuadamente el concreto para aumentar su capacidad de deformación. A continuación, se presentan algunos detalles típicos del refuerzo que se recomiendan para lograr estructuras dúctiles.

#### III.17.1 VIGAS

Las vigas deben ser francamente subreforzadas para que su comportamiento sea dúctil. Se recomienda que el porcentaje de refuerzo no exceda del 50% de porcentaje balanceado. Respecto al acero mínimo, se recomienda que sea del orden de  $14/f_y$ , y que existan por lo menos dos varillas longitudinales en el lecho inferior y dos en el lecho superior, en toda la longitud de las vigas.

La posición de los puntos de inflexión puede sufrir grandes variaciones con un sismo. Por esta razón se recomienda que una parte sustancial del refuerzo negativo máximo, del orden de la cuarta parte, se prolongue a lo largo de toda la viga. Debido a que existe la posibilidad de inversión de los signos del momento flexionante, se recomienda que la capacidad por momento positivo en los apoyos sea del orden del 50% de la capacidad por momento negativo.

El refuerzo negativo y el positivo deben ser continuos a través de la junta entre viga y columna. Cuando esto no es posible como en columnas de borde, las varillas se deben prolongar hasta la cara extrema de la columna y anclar, como se muestra en la Fig. III.49; la longitud de desarrollo debe medirse desde la cara interna de la columna. Cuando hay muchas varillas, conviene interrumpirlas en distintas secciones, para evitar excesivas concentraciones de esfuerzos. Para lograr esto, algunas varillas deben prolongarse unos -- 50 cm. más allá de la longitud de desarrollo.

El refuerzo por cortante debe estar constituido únicamente por estribos cerrados perpendiculares al refuerzo -- longitudinal. La separación de estos no debe exceder de  $d/2$ . La razón de recomendar estribos verticales radica en que el refuerzo por cortante inclinado no es eficiente si ocurre -- inversión en el signo de la fuerza cortante. La separación -- de estribos debe reducirse a un máximo de aproximadamente --  $d/4$  cerca de la unión de las vigas con las columnas, ya que -- en estas zonas se presentan las fuerzas cortantes máximas y el concreto alcanza mayores deformaciones y, por lo tanto, -- debe estar mejor confinado. Otra función del refuerzo transversal es evitar el pandeo del refuerzo longitudinal que trabaja a compresión.

No son aconsejables los traslapes en zonas de esfuerzos máximos o de inversión de esfuerzos. Cuando no sea posible evitar los traslapes deben confinarse con refuerzo transversal especial, de acuerdo con las recomendaciones de los -- reglamentos. La soldadura afecta las propiedades físicas y -- químicas del acero de refuerzo y reduce su ductilidad; por -- lo tanto, no es recomendable hacer traslapes soldados en las zonas de momentos máximos.

### III.17-2 COLUMNAS SUJETAS A FLEXION Y CARGA AXIAL

Se suele recomendar que la suma de las resistencias a flexión de las columnas que concurren en un nudo sea mayor que la suma de las resistencias de las vigas contenidas en un plano que concurren en el mismo nudo.

Cuando la carga axial es de magnitud significativa -- (mayor que el 40% de la carga axial correspondiente a la -- condición balanceado aproximadamente), debe colocarse refuerzo transversal de confinamiento en forma de hélices o estribos cerrados, para asegurar el comportamiento ductil de las -- columnas (Fig. III.31). En los reglamentos de construcción --

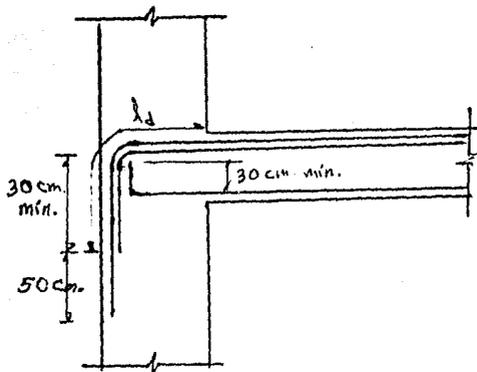


Fig. III.49 Detalles de anclaje del refuerzo por flexión de una viga en una columna de borde en zona sísmica

se presentan recomendaciones sobre el porcentaje de este refuerzo. También debe colocarse refuerzo transversal en las columnas para resistir la fuerza cortante. La separación -- máxima de este refuerzo debe ser  $d/2$ .

### III.17-3 JUNTAS

A continuación se sugieren recomendaciones con relación a los requerimientos de anclaje, cortante y confinamiento dentro de un núcleo de junta de estructuras resistentes a sismos.

a) Anclaje.- Debido a la pérdida inevitable de adherencia en la cara interna de una junta exterior, se debe calcular la longitud de desarrollo del refuerzo de la viga a partir del principio del dobles a  $90^\circ$ , y no desde la cara de la columna (Véase la Fig. III.49 y III.50-a).

En las columnas anchas, cualquier posición de las varillas de la viga dentro del tercio exterior de la columna - Fig. III.50-b, podría considerarse para calcular la longitud de desarrollo. Para columnas poco peraltadas, será imperativo usar extensiones, como en la Fig. III.40-b. Una varilla de apoyo de diámetro grande ajustado a lo largo del dobles a  $90^\circ$  de las varillas de la viga debe ser benéfico para distribuir los esfuerzos de apoyo (véase las Figs. III.40-a y -- III.52-c).

En columnas peraltadas y dondequiera que se prefieran varillas rectas en vigas pueden ser ventajosas los anclajes mecánicos, como en la Fig. III.50-c. Se pueden soldar las varillas de una viga que pasen a través de agujeros en una -

placa de apoyo a una placa de acero. Los estribos de juntas deben arreglarse de tal manera que las varillas críticas de columnas exteriores y las porciones dobladas hacia abajo de las varillas de vigas se mantengan contra el núcleo de la junta.

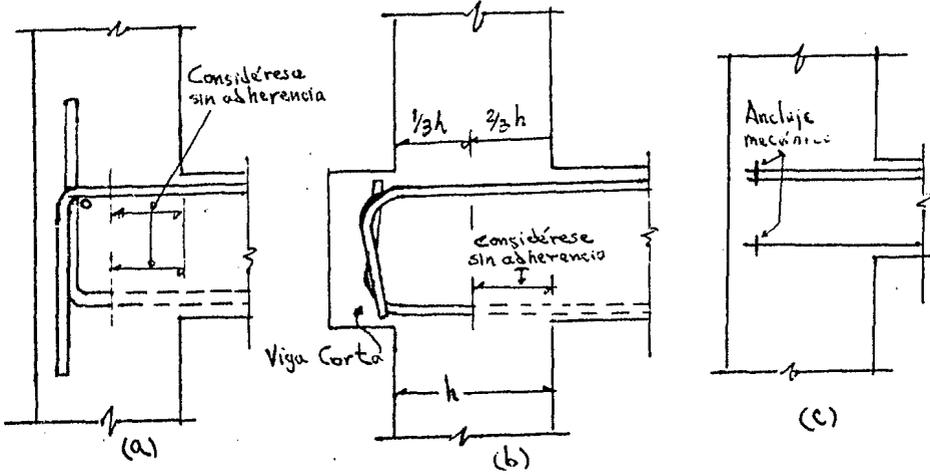


Fig. III.50 Anclaje de varillas de viga en columnas utilizando (a) varillas dobladas hacia arriba (b) varillas dobladas hacia arriba en la extensión (c) Anclaje mecánico (placas soldadas ó varillas soldadas).

b) Resistencia a cortante.- Cuando la compresión axial computada en la columna es pequeña (es decir, cuando el esfuerzo promedio en el área bruta de concreto es menor que, por ejemplo 0.12 f'c, incluyendo el margen para la aceleración vertical generada por los sismos), se debe ignorar la contribución de la resistencia a cortante del concreto y suministrar refuerzo a cortante para toda la fuerza cortante de la junta,  $V_s = V_j$ . En las juntas exteriores solo se debe considerar que son efectivos los estribos situados en los dos tercios exteriores de la longitud de la grieta de falla diagonal potencial que ocurre de esquina a esquina de la junta (véase Fig. III.51). De acuerdo con ello, de la Fig. III.51 se tiene que si  $V_s$  es el cortante de la junta que deben transmitir los estribos.

$$A_v = 1.5 V_s \cdot S / \delta f_y$$

en que  $A_v =$  área total de las ramas de los estribos en un conjunto que constituye una capa de refuerzo a cortante y  $d =$  peralte efectivo de la viga. Para dar margen a las caras alternas, la ecuación correspondiente determina el refuerzo a cortante de la junta en los dos tercios inferiores de la junta, proporción que es más severa que cualquier requerimiento -- existente de los reglamentos, en fechas actuales, para juntas -- en que la relación del peralte de la viga al de la columna -- es menor que aproximadamente 1.5 . De acuerdo con el criterio de diseño para construcciones de niveles múltiples, se debe considerar a la junta como parte de la columna; en consecuencia se debe dar cabida a la sobrerresistencia posible -- de la viga al calcular el valor del cortante  $V$ ; de la junta -- para determinar  $V_s = V_j - V_c$  .

Debido a que la mayor parte de la fuerza cortante se introduce a una junta interior mediante fuerza de adherencia a lo largo del refuerzo superior e inferior, más que por esfuerzos de apoyo, es probable que todos los estribos del núcleo de la junta participen en la resistencia a cortante. En consecuencia se puede modificar la ecuación anterior como -- sigue:

$A_v = V_s S / (d - d') f_y$  en que  $(d - d')$  es la distancia entre los centroides del refuerzo superior e inferior de la viga.

Para proteger el concreto del núcleo contra excesiva compresión diagonal, se debe establecer un límite superior -- para el cortante de la junta, normalmente expresado en términos de un esfuerzo cortante nominal. Se requiere investigación adicional para determinar este valor que bien puede ser bastante mayor al valor correspondiente sugerido para las vigas es decir,  $2.6 \sqrt{f'_c}$  a  $3.0 \sqrt{f'_c}$  ( $Kg/cm^2$ ) debido al confinamiento.

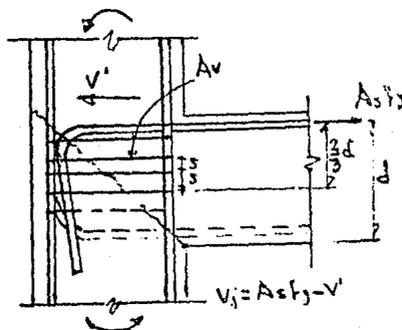


Fig. III.51 Estribos efectivos que resisten cortante en una junta de viga-columna exterior.

c) Confinamiento.- Anteriormente se señaló que los esfuerzos nominales cortantes, y por lo tanto los esfuerzos de compresión diagonal dentro de la junta, pueden hacerse grandes. Estos esfuerzos de compresión causan la destrucción eventual del núcleo de concreto cuando se aplica carga cíclica de alta intensidad, es parcialmente si se permite que ceda el refuerzo cortante. En consecuencia es imperativo el confinamiento efectivo en cualquier junta. No hay suficiente evidencia experimental a mano que permita determinar la cantidad de refuerzo de confinamiento requerido en una junta, aunque se sugiere que se suministre no menos que el utilizado en las columnas, sin importar la intensidad de la carga axial en las columnas.

El refuerzo a cortante sólo confina las zonas de las esquinas de la junta y las ramas de estribos horizontales no son suficientemente efectivos para dar restricción contra el aumento volumétrico del concreto del núcleo. En consecuencia se deben suministrar varillas adicionales de confinamiento - perpendiculares al refuerzo a cortante. No se deben colocar estas varillas a más de 6 plg. (150 mm.) entre si. En la Fig. III.52 se muestran distribuciones sugeridas del refuerzo de junta horizontal para una junta de viga-columna exterior. Se debe prestar especial atención al confinamiento de la cara exterior de la junta, opuesta a la varilla, donde se deben desarrollar fuerzas muy elevadas de adherencia. Aquí se pueden combinar los papeles de los estribos y el acero de confinamiento. La capacidad a cortante de una junta sólo puede desarrollarse con un confinamiento efectivo.

### III.18 RECOMENDACIONES SEGUN REGLAMENTO ACI-318-77 EN ELEMENTOS SUJETOS A SIEMOS.

#### III.18.1 MIEMBROS SUJETOS A FLEXION DE MARCOS DUCTILES.

Para miembros sujetos a flexión, el porcentaje del refuerzo  $\rho$  proporcional no debe exceder del 50% del porcentaje balanceado  $\rho_b$  que produciría condiciones balanceadas de deformación.

En toda la longitud de los miembros sujetos a flexión, el refuerzo superior e inferior no debe ser menor de 2 varillas, y el porcentaje  $\rho$  proporcionado no debe ser menor de  $14.1/f_y$ .

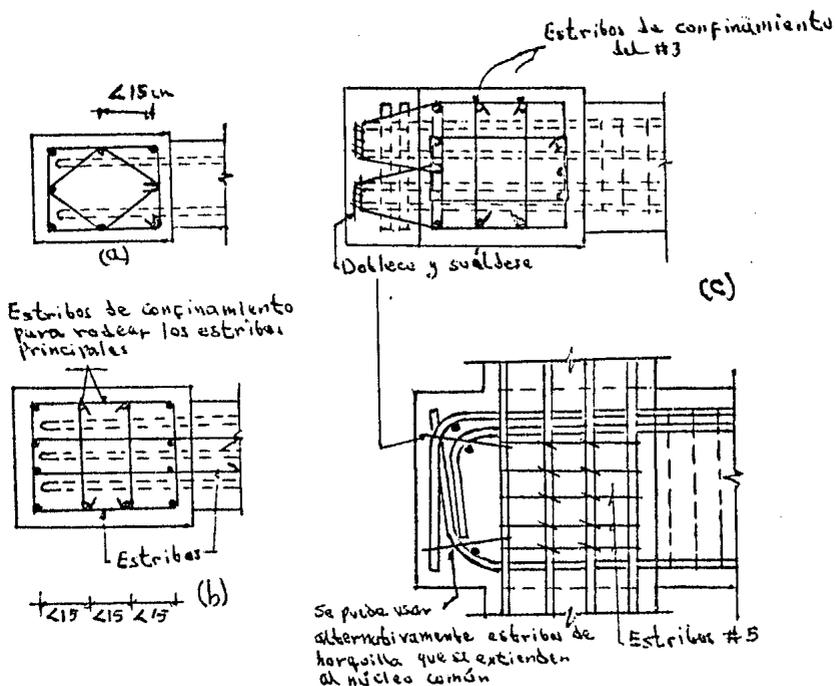


Fig. III.52 Distribución sugerida de estribos de junta y estribos para junta de viga columna exterior en -  
 (a) Una columna pequeña (b) una columna de tamaño mediano (c) Una columna con viga de extensión.

Por lo menos  $1/3$  del refuerzo de tensión proporcionado para momento negativo en un apoyo, debe anclarse prolongándolo más allá de la posición extrema del punto de inflexión, pero no menos de  $0.25\ell$  desde el paño de apoyo.

Por lo menos  $1/3$  del refuerzo de tensión proporcionado para momento negativo en un apoyo, debe anclarse prolongándolo más allá de la posición extrema del punto de inflexión, pero no menos de  $0.25\ell$  desde el paño de apoyo.

Por lo menos  $1/4$  de la cantidad mayor del refuerzo - por tensión requerido para el momento negativo en cualquier extremo de un miembro sujeto a flexión debe ser continuo en todo el lecho superior del miembro.

Los miembros sujetos a flexión continuos a través de los lados opuestos de una columna, deben contar con refuerzo superior e inferior en los extremos que pase a través de la columna, siempre que sea posible. Cuando el refuerzo superior

o inferior no pueda continuarse a través de la columna debido a variaciones en las secciones transversales del miembro en flexión, dicho refuerzo debe anclarse en la unión de la columna, este debe prolongarse hasta la cara más alejada de la zona confinada.

Cada varilla debe terminarse con un gancho estándar a  $90^\circ$ , o con una combinación de la longitud de anclaje equivalente a  $90^\circ$  más la longitud de anclaje adicional del refuerzo.

La longitud de anclaje del refuerzo en zonas confinadas no debe ser menor de  $\frac{2}{3} l_d$  ni de 40 cm.

Debe proporcionarse refuerzo en el alma, perpendicular al refuerzo longitudinal, en toda la longitud del miembro sujeto a flexión. El tamaño mínimo del estribo debe ser del # 3, y el espaciamiento máximo,  $d/2$ .

En una zona de longitud  $4d$  medida a partir de los extremos de los miembros sujetos a flexión, debe proporcionarse refuerzo en el alma con un área no menor de :

$$A_v = 0.15 A'_s \frac{s}{d} \text{ ó } 0.15 A_s \frac{s}{d}$$

el que sea mayor, y el espaciamiento no debe exceder de  $d/4$ . Los dos primeros estribos en el extremo de miembros continuos con las columnas deben ser estribos cerrados, y el primer estribo colocarse a una distancia no mayor de 7.5 cm. a partir del paño de la columna.

Cuando se requiera que el refuerzo actúe como refuerzo en compresión, deben proporcionarse estribos cerrados espaciados a no más de 16 diámetros de la varilla longitudinal, ni de 30 cm. Dichos estribos cerrados en los extremos de los miembros deben proporcionarse en una zona con una longitud de por lo menos  $2d$ , medida a partir del paño de la columna.

Cuando se requieren empalmes la longitud mínima de traslape debe ser de  $24 d_b$ , pero no menor de 30 cm.

En todos los empalmes deben proporcionarse por lo menos dos estribos cerrados.

Los traslapes del refuerzo en las zonas de tensión o de inversión de esfuerzos deben estar confinados dentro de estribos cerrados separados a no más de 16 diámetros de la varilla longitudinal ni de 30 cm.

No deben colocarse empalmes soldados a menos de una distancia  $d$  de una articulación plástica.

### III.18-2 COLUMNAS DE MARCOS DUCTILES ESPECIALES SUJETAS A CARGAS AXIALES Y FLEXION

El área del refuerzo longitudinal no debe ser menor de 0.01 ni mayor de 0.06 veces el área total  $A_g$  de la sección de la columna.

Las columnas deben diseñarse y detallarse como miembros en flexión, de acuerdo con los requisitos anteriores cuando  $P_e < 0.4 \phi P_b$ .

El núcleo de concreto de las columnas debe confinarse con refuerzo transversal especial, como se especifica a continuación cuando  $P_e > 0.4 \phi P_b$ :

Debe proporcionarse un refuerzo de confinamiento que consista en refuerzo en espiral, o en zunchos, en la parte superior e inferior de la unión viga columna, a lo largo de una zona cuya longitud a partir del paño de la unión sea igual, al peralte total  $h$ , (siendo la dimensión mayor de columnas rectangulares, o el diámetro de columnas circulares), o  $l/6$  de la altura libre de la columna, ó 45 cm, el que sea mayor.

El refuerzo en espiral,  $\rho_s$  debe ser no menor que 0.12  $f'_c/f_y$ .

Cuando se use refuerzo en forma de zunchos rectangulares, el área requerida de la varilla transversal del zuncho (una rama) debe calcularse con  $A_{sh} = l_h \rho_s Sh/2$  donde  $l_h$  = longitud máxima no apoyada del zuncho rectangular, medida entre las ramas perpendiculares del zuncho o de las grapas suplementarias, cm.

$\rho_s$  = relación entre el volumen del refuerzo en espiral y la columna total del núcleo (medido entre los bordes exteriores de las espirales)

$Sh$  = Separación centro a centro de zunchos, cm.

El diámetro mínimo de la varilla de los zunchos transversales debe ser el requerido para anillos laterales prescrito en la sección de refuerzo para columnas. El espaciamiento vertical centro a centro  $Sh$  de los zunchos rectangulares o el paso entre los zunchos continuos no debe exceder de 10 cm.

Se pueden utilizar grapas suplementarias del mismo tamaño de la varilla que los zunchos transversales para reducir la longitud no soportada  $l_h$ . Cada extremo de una grapa suplementaria debe confinar el zuncho transversal con un gancho estándar de  $180^\circ$  y debe fijarse a una varilla longitudinal a fin de evitar su desplazamiento durante la construcción.

El recubrimiento mínimo de concreto para las grapas-- suplementarias debe ser 1.5 cm.

Cuando los muros, o divisiones rígidas, no continúan de piso a piso, las columnas que soportan los pesos de dichos muros o divisiones debe tener un refuerzo de confinamiento, conforme lo prescrito en los párrafos anteriores, en toda la longitud de la columna.

El espaciamiento del refuerzo por cortante en las columnas no debe exceder de  $d/2$ .

Los empalmes en el refuerzo longitudinal deben ajustarse a los requerimientos de adherencia y anclaje, pero la longitud mínima de un traslape debe ser  $30 d_b$ , pero no menor de 40 cm. Cuando se utilicen empalmes soldados u otras conexiones mecánicas no debe unirse más de una cuarta parte de la varilla en un mismo nivel, y la distancia entre niveles de empalmes de varillas adyacentes no debe ser de 30 cm.

### III.13-3 MUROS ESPECIALES DE CORTANTE.

Las áreas de refuerzo vertical y horizontal distribuido de los muros especiales de cortante no deben ser menores - cada una que 0.0025 veces el área total del muro.

Debe proporcionarse refuerzo vertical especial, concentrado cerca de los extremos de los muros de cortante, de acuerdo con las disposiciones siguientes cuando  $P_e < \phi 0.4 P_b$  y el esfuerzo en la fibra extrema en tensión, calculado con las ecuaciones  $u=0.75(1.4D+1.7L +1.7 w)$  y  $u=0.9D+1.3 w$

L= carga viva o fuerzas y momentos internos relacionados  
D= cargas muertas o fuerzas y momentos internos relacionados  
w= carga por viento o fuerzas y momentos internos relacionados

El área requerida del refuerzo vertical concentrado - cerca de los extremos del muro de cortante debe calcularse -- por medio de  $A_s = (14.1) hd/f_y$  donde d es la distancia horizontal, en cm. desde la fibra extrema a compresión al centroide de dicho refuerzo. Sin embargo, el refuerzo del muro no debe ser menor que el exigido por las cargas axiales, la flexión y el cortante.

### III.19 RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL REFUERZO SEGUN REGLAMENTO ACI-318-77

#### III.19.1 DOBLADO.

Todo el acero de refuerzo debe doblarse en frío, a menos que el ingeniero lo permita de otra manera.

Ningún acero de refuerzo parcialmente ahogado en el concreto debe doblarse en la obra, excepto cuando así se indique en los planos de diseño o lo permita el ingeniero.

### III.18.2 CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DEL REFUERZO.

En el momento de colocar el concreto, el refuerzo metálico debe estar libre de lodo, aceite u otros recubrimientos -- no metálicos, que puedan afectar adversamente su capacidad de adherencia.

Excepto en los cables de presfuerzo, el refuerzo metálico con óxido, escamas o una combinación de ambos, debe considerarse satisfactorio si las dimensiones mínimas (incluyendo la altura de las corrugaciones) y el peso de un espécimen de prueba cepillado a mano, no son menores de lo que requieren -- las especificaciones ASTM aplicables.

### III.19.3 COLOCACION DEL REFUERZO.

El refuerzo debe colocarse con precisión, contar con los soportes necesarios antes de colar el concreto y estar -- asegurados contra desplazamientos dentro de las tolerancias -- permisibles según lo siguiente:

La tolerancia para el peralte  $d$  y para el recubrimiento mínimo de concreto en miembros sujetos a flexión, muros y miembros sometidos a compresión debe ser la siguiente

	Tolerancia $d$	Tolerancia en el recubrimiento mínimo de concreto.
$d \leq 20$ cm	$\pm 1$ cm	- 1 cm
$d \leq 20$ cm	$\pm 1.5$ cm	- 1.5 cm.

Excepto que la tolerancia para la distancia libre a los lechos inferiores cimbrados debe ser menor de 0.5 cm y la tolerancia para el recubrimiento no debe exceder de 1/3 del recubrimiento mínimo de concreto requerido en los planos del concreto o en las especificaciones.

La tolerancia para localización longitudinal de los dobles y los cortes del refuerzo debe ser de  $\pm 5$  cm, excepto en los extremos discontinuos de miembros, donde la tolerancia debe ser de  $\pm$  de 1.5 cm.

No debe permitirse soldar las varillas que se intersecten con el fin de sujetar el refuerzo, a menos que lo autorice el ingeniero.

### III.19.4 LIMITES PARA EL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO

La separación libre entre varillas paralelas de una -  
capa no debe ser menor que el  $d_b$  ni de 2.5 cm. ni que el tama-  
ño máximo del agregado.

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

En miembros en compresión reforzados con espirales o -  
anillos, la distancia libre entre varillas longitudinales no -  
será menor de  $1.5 d_b$ , ni de 4cm, ni que el tamaño máximo del --  
agregado.

La limitación de la distancia libre entre varillas --  
también se aplica a la distancia libre entre un traslape y --  
los traslapes o varillas adyacentes.

En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, las --  
separación del refuerzo principal por flexión no debe de ser --  
mayor que 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 45cm

Los grupos de varillas paralelas de refuerzo armadas -  
en paquetes que actúan como unidad, deben limitarse a 4 vari--  
llas por cada paquete.

Los paquetes de varillas deben estar confinados por -  
estribos o anillos.

En vigas o trabes, las varillas mayores del # 11 no --  
deben amarrarse en paquetes.

En miembros sujetos a flexión cada una de las vari--  
llas de los paquetes que se cortan dentro del claro debe ter--  
minar en puntos distintos y separados a distancias de por lo -  
menos  $40 d_b$  .

Donde las limitaciones de espaciamiento y recubrimien-  
to mínimo de concreto estan en base al diámetro de las vari--  
llas, un paquete de varillas deberá considerarse como una vari-  
lla sencilla de un diámetro equivalente al área total de las-  
varillas del paquete.

### III.19.5 PROTECCION DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto colado en el lugar al acero de refuerzo:

	Rec. Mín. cm.
a) Concreto colado en contacto con el suelo y permanentemente expuesto a él- - - - -	7.5
b) Concreto expuesto al suelo o a la acción del clima varillas del # 6 al # 18. - - - - -	5.0
Varillas del No. 5, alambre W31 o D31 y men.	4.0
c) Concreto no expuesto a la acción del clima ni en contacto con el suelo losas, muros, nervaduras varillas del No. 14 y del No. 18	4.0
varillas del No. 11 y menores.	2.0
vigas, columnas refuerzo principal anillos, estribos y espirales	4.0

El recubrimiento mínimo para los paquetes de varillas debe ser igual al del diámetro equivalente del paquete, pero no necesita ser de más de 5 cm., excepto para concreto colado contra el terreno y permanentemente expuesto a él, el recubrimiento mínimo debe ser de 7.5 cm.

### III.20 RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL REFUERZO SEGUN REGLAMENTO D.D.F.-76

#### III.20.1 RECUBRIMIENTO.

El recubrimiento libre de toda barra no será menor de 1 cm. ni menor que su diámetro.

El de paquetes de barras no será menor que 1 cm. ni que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

En miembros estructurales colados directamente contra el suelo, sin uso de plantilla, el recubrimiento libre será de 5 cm. Si se usa plantilla el recubrimiento libre mínimo será de 3 cm.

Las limitaciones anteriores se incrementaran en miembros expuestos a agentes agresivos (ciertas sustancias o vapores industriales, terrenos particularmente corrosivos, etc.)

### III.20.2 SEPARACION ENTRE BARRAS INDIVIDUALES

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado.

Cuando el refuerzo en vigas esté colocado en 2 o más capas, la distancia vertical libre entre las capas no será menor que el diámetro de las barras ni que 2 cm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, -- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado ni que 4 cm.

### III.20.3 PACUETES DE BARRAS

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de 4 barras cada uno, excepto que en vigas no deben formarse paquetes con barras más gruesas que la No. 11.

La sección donde se corte una barra de un paquete en el claro de una viga no distará de la sección de corte de otra barra menos de  $40 \delta_b$  de la primera barra.

Los paquetes se usarán sólo cuando quedan alojados en un ángulo de los estribos. Para determinar la separación mínima entre paquetes, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete.

El recubrimiento no deberá ser menor que 1cm. ni que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

Para calcular la separación del refuerzo transversal rige el diámetro de la barra más delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

### III.20.4 DOBLECES DEL REFUERZO

El radio interior de un doblez no será menor que  $f_y/50\sqrt{f'_c}$  por el diámetro de la barra doblada, a menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro no menor que el de ella, o se confine adecuadamente el concreto, -- por ejemplo mediante refuerzo perpendicular al plano de la barra. En todo doblez o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

**CAPITULO IV**

**RECOMENDACIONES PARA REFUERZO EN ELEMENTOS  
ESPECIALES**

## IV.1 MENSULAS

### IV.1.1. GENERALIDADES.

Las ménsulas son elementos estructurales cuya relación entre el claro de cortante y el peralte es menor que uno.

Se usan para soportar carriles de gruas viajeras, vigas prefabricadas de concreto, armaduras de acero y otras estructuras similares.

El dimensionamiento correcto de las ménsulas es de gran importancia, ya que en ellas se apoyan generalmente miembros estructurales de grandes dimensiones o equipo pesado. Es difícil evaluar explícitamente el comportamiento elástico de esos voladizos cortos y relativamente peraltados sin embargo, los análisis de elementos finitos y los estudios de modelos fotoelásticos pueden suministrar las trayectorias de los esfuerzos requeridos que describen de la mejor manera el mecanismo con se toma la carga. Cuando la intensidad de la carga es lo suficientemente grande, se forman grietas aproximadamente perpendiculares a esas trayectorias de tensión principal.

Después del agrietamiento del concreto el refuerzo opera con la mayor eficiencia, si se localiza al menos aproximadamente a lo largo de esas trayectorias de tensión, y si puede generar su momento resistente con el brazo de palanca interna.

### IV.1.2 MECANISMOS DE FALLA

Kriz y Rath desarrollaron un amplio programa de pruebas y de sus estudios se puede identificar los siguientes mecanismos de falla.

1.- Ocurre falla de tensión por flexión cuando cedencia excesiva del refuerzo a flexión provoca que el concreto se aplaste en el extremo inclinado de la ménsula las grietas de flexión se hacen sumamente anchas.

2.- Se desarrolla fisuración diagonal a lo largo del puntal a compresión diagonal después de que se forman grietas de flexión. La falla se debe finalmente a la compresión por cortante.

3.- Una serie de grietas cortas diagonales muy inclinadas puede llevar a una falla de cortante deslizando, conforme se interconectan las mismas cuando la ménsula se separa de la cara de la columna.

4.- Puede ocurrir una falla de fisuración a lo largo de refuerzo a flexión pobremente anclado cuando la carga se aplica demasiado próxima al extremo libre de un voladizo corto. El extremo rotatorio de una viga libremente soportada puede

imponer la reacción del borde de la placa de apoyo, y la excentricidad no planeada puede provocar este tipo de falla.

5.- Con placas de apoyo demasiado pequeñas o muy flexibles, o cuando la ménsula es demasiado angosta, el concreto se puede aplastar por la parte de abajo, lo que conduce a una falla de apoyo.

6.- Se acentúan varios de estos mecanismos cuando hay una fuerza horizontal,  $N_u$ , además de la carga de gravedad,  $V_u$ , lo que puede deberse a los efectos dinámicos en las trabes carriles o puede inducirse por contracción, flujo plástico o acortamiento por temperatura de vigas de concreto precolado restringidas unidad a la ménsula. Se puede plantear un caso de falla potencial cuando la cara exterior de la ménsula es poco profunda y también se introduce una carga horizontal adversa.

7.- El mecanismo de arco lineal implica que se debe desarrollar la capacidad de refuerzo a flexión en la proximidad inmediata de la placa de apoyo. Esto lleva a un mecanismo de falla importante en las ménsulas., La falla de anclaje. Es claro que el puntal a compresión diagonal no puede desarrollarse a menos que se transmita su componente horizontal al refuerzo principal cerca del extremo libre de la ménsula.

Los requerimientos del detallado de las ménsulas se siguen directamente de los site mecanismos de falla es evidente que los estribos verticales, que se usan para la resistencia cortante, serían inefectivos en todos estos casos. Parece que se puede basar el diseño en cualquier mecanismo estáticamente admisible de resistencia que reconoce la rigidez relativa donde es aplicable, y los desplazamientos principales dentro de la ménsula próxima a la falla. Las pruebas comparativas indican que se puede utilizar cierto refuerzo diagonal provechosamente y que una combinación óptima de acero horizontal y diagonal puede producir una demanda mínima de acero. Sin embargo, esta ventaja económica puede quedar compensada por la mayor cantidad de trabajo necesario para doblar las varillas.

#### IV.1.3 DISEÑO Y DETALLADO DE MENSULAS

La selección del refuerzo a flexión se puede basar en suposiciones conservadoras para asegurar que una ménsula que soporte un miembro estructural primario no ceda antes de que se logre la capacidad máxima del miembro primario, lo que puede lograrse si, se suplementa el acero a flexión, que debe determinarse de los primeros principios, mediante varillas horizontales en los dos tercios superiores de la ménsula. Para la mayoría de los casos se puede estimar el brazo de palanca interna-

en  $z=0.85d$ .

En forma alterna, se pueden aplicar los conceptos de la resistencia a flexión máxima, como en la Fig. IV.1-a. La fuerza de compresión inclinada a un ángulo es  $C=0.85abf'c$   $C=T/\cos\alpha = Asf_y/\cos\alpha = V/\text{sen}\alpha$  en que  $b$  es el ancho de la ménsula y las otras variables se pueden identificar en la Fig IV.1-a. Por lo tanto se tiene:  $a=As f_y/0.85b \cos\alpha f'c$  y  $z=d-a/2\cos\alpha$  en que  $\text{tg}\alpha = z/\lambda$  por lo tanto  $As=V\lambda/zf_y$ .

es aconsejable resolver estas ecuaciones por tanteos. Se sugiere suministrar acero horizontal,  $A_h \geq 0.25A_s$ , sobre el peralte de la ménsula.

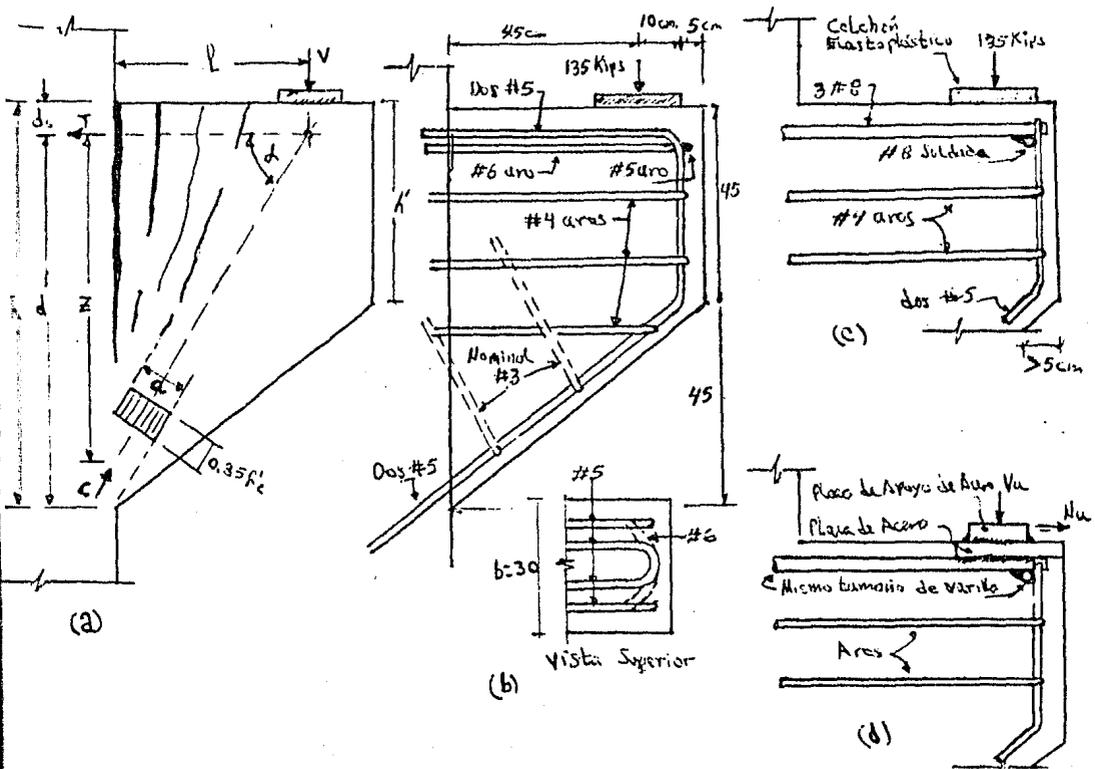


Fig. IV.1 Fuerzas internas y detalles alternativos de una ménsula. a) dimensiones básicas b) detalles típicos utilizando varillas pequeñas, c) el anclaje de varillas grandes, d) conexión soldada para tensión horizontal.

Es esencial dar anclaje efectivo para el refuerzo horizontal en el extremo libre de la ménsula. Cuando las varillas a flexión son de diámetro pequeño, se puede utilizar un aro horizontal Fig. IV.1-b. Para varillas mayores, será necesario tener anclajes mecánicos. Una varilla cruzada de diámetro grande o un ángulo estructural soldado a los extremos de las varillas a flexión puede suministrar este anclaje Fig. -- IV.1-c. Para evitar el tipo de falla descrita en el punto 4- antes mencionados (de fisuración), el extremo de la placa de apoyo no se debe extender más allá del anclaje es decir, no debe de estar más próximo que 2" (50 mm) del extremo libre Fig. -- IV.1-b. Cuando se desea resistir una tensión horizontal, la fuerza debe transferirse directamente al acero a flexión soldándola a la placa de base Fig. IV.1-d.

#### IV.2 RECOMENDACIONES SEGUN REGLAMENTO ACI-318-77 PARA MENSULAS

##### IV.2.1 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA MENSULAS

Las disposiciones siguientes, se aplican a ménsulas que tengan una relación claro de cortante a peralte,  $a/d$ , -- igual a la unidad o menor.

La distancia  $d$  debe medirse en una sección adyacente al paño del apoyo, pero no se considerará mayor que el doble del peralte de la ménsula en el exterior del área de apoyo.

Para ménsulas sujetas a una tensión debida a la fluencia y a la contracción restringidas el porcentaje de acero  $\rho$  no debe exceder de  $\rho \leq 0.13 f'c/f_y$

Cuando se toman medidas para evitar la tensión debida a la contracción y a la fluencia restringidas, de tal forma que la ménsula esté sujeta a momento y cortante.

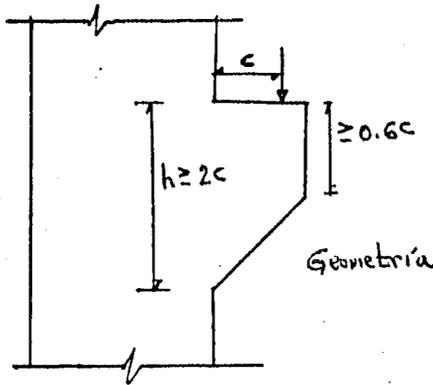
$$\rho_v = \frac{A_s + A_h}{bd} \quad \text{pero no mayor que } 0.20 f'c/f_y$$

y  $A_h$  no debe exceder de  $A_s$  en donde

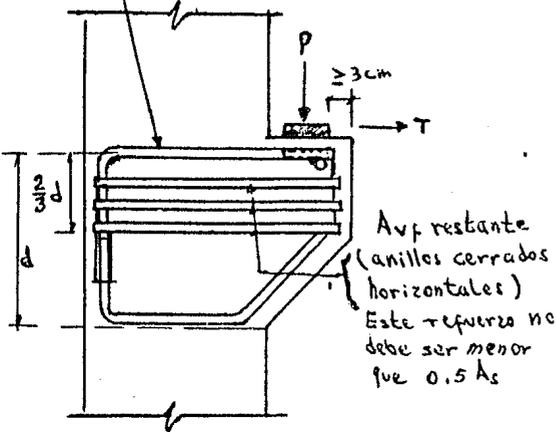
$A_h$  = área del refuerzo por cortante paralelo al refuerzo de tensión por flexión,  $cm^2$

$A_s$  = área del refuerzo en tensión,  $cm^2$

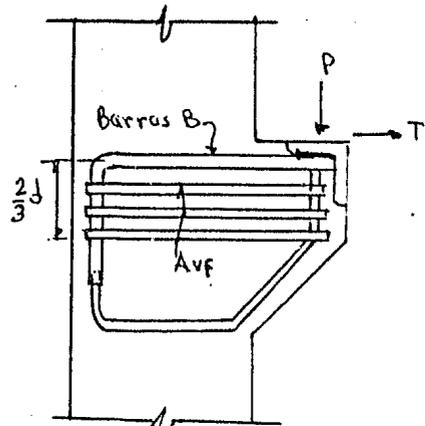
Los estribos o anillos cerrados, paralelos al refuerzo de tensión por flexión que tengan un área total  $A_h$  no menor que  $0.50 A_s$ , deben distribuirse uniformemente dentro de las --



Barras B  
(As y parte de Avf)



Barras B soldadas a un ángulo



Barras B soldadas a un ángulo

NOTAS:

$A_s$  se calcula para resistir la tensión debida a la flexión causada por P, y la tensión directa T

La soldadura del extremo de las barras B puede sustituirse por otro detalle que suministre el anclaje adecuado de dichas barras.

Quando no se usa un ángulo, la distancia de la esquina de la ménsula al borde de la placa de apoyo o al paño lateral de la viga, si esta va de punta, no será menor de 3 cm.

FIG. IV.1.1

Requisitos de geometría y refuerzo de ménsulas, con relación  $c/h \leq 0.5$

2/3 partes del peralte efectivo adyacente al refuerzo de tensión por flexión.

La relación  $\rho = A_s/bd$ , no debe ser menor que  $0.40f'_c/f_y$

#### IV.3 RECOMENDACIONES SEGUN REGLAMENTO D.D.F.-76 PARA MENSULAS

##### IV.3.1 RESISTENCIA A FLEXION DE MENSULAS

El término ménsula se refiere a un voladizo sujeto a una carga concentrada, de modo que la relación entre la distancia,  $c$ , de la carga al paño, donde arranca el voladizo y el peralte total de este en dicho paño,  $h$ , es menor o igual a 1.0.

El refuerzo mínimo de tensión será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no reducido

$$\bar{M}_f = 2\sqrt{f'_c}$$

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada.

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7 f'_c}{f_y} bd$$

El porcentaje de refuerzo máximo no debe exceder de

$$\rho_{\text{max}} \leq 0.008 \quad \text{Ver Fig. IV.1.1}$$

#### IV.4 MUROS ACOPLADOS DE CORTANTE

##### IV.4.1 GENERALIDADES

Muchos muros de cortante contienen una o más hileras verticales de aberturas. Un ejemplo especialmente común de ese tipo de estructura es el núcleo de cortante de un edificio alto, que acomoda los cubos de elevadores, pozos de escaleras y ductos de servicio. Las puertas de acceso de todos estos atraviesan los muros. Por tanto, los muros a cada lado de las aberturas se pueden interconectar con vigas cortas, a menudo muy peraltadas. Se acostumbra referirse a esos muros como acoplados por las vigas. En la Fig. IV.2 se ilustra una estructura típica.

Con frecuencia es difícil clasificar una estructura de muro de cortante acoplado. Por una parte se puede considerar que la estructura es un muro que contiene aberturas; por otra parte, puede ser más apropiado hablar de un marco rígido-constituido por miembros muy peraltados. Ambas definiciones indican que es posible que las técnicas manuales convencionales de análisis estructural no sean adecuadas.

Antes que se pueda evaluar el comportamiento de un muro a cortante acoplado, se deben examinar dos tipos de deformación normalmente despreciados en el análisis de marcos.

El sistema de acoplamiento, que consiste en un conjunto de vigas cortas de acoplamiento, transmite fuerzas cortantes de un muro a otro, Fig. IV.2, lo que sujeta a las vigas de acoplamiento a flexión y a cortante. Debido a la pequeña relación de claro/peralte de esas vigas, las deformaciones a cortante pueden volverse muy significativas.

Debido a que sus rigideces son grandes, las vigas de acoplamiento son sencibles a los movimientos relativos de sus apoyos empotrados. Por este motivo las deformaciones axiales de los muros acoplados, que son responsables de esos movimientos, pueden tener un efecto considerable de esos movimientos, pueden tener un efecto considerable en el comportamiento global.

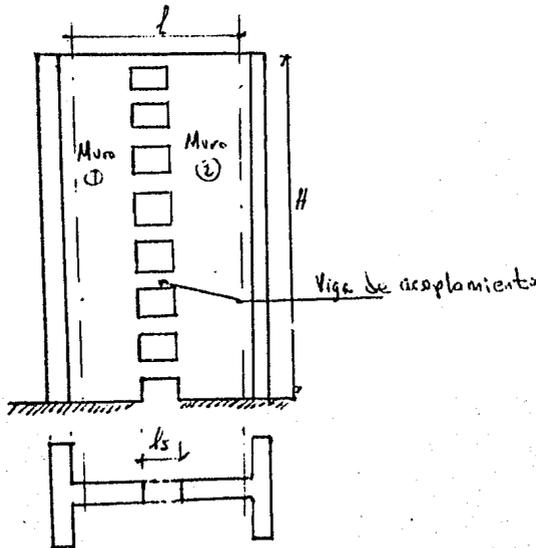


Fig. IV.2 Muros Acoplados de Cortante

#### IV.4.2 COMPORTAMIENTO DE MUROS DE CORTANTE ACOPLADOS

La resistencia de dos muros de cortante acoplados, sujetos a cargas laterales de tipo sísmico, se alcanza cuando se forma un mecanismo de colapso. Se requieren dos articulaciones plásticas en cada viga de acoplamiento para terminar su habilidad de aceptar cortante adicional. También se necesita desarrollar una articulación plástica en cada uno de los muros de cortante, normalmente en su base, para completar el mecanismo de colapso. La secuencia de formación de articulación para una carga dada depende de la resistencia relativa y rigidez de las componentes.

El comportamiento de algunos de los muros de cortante acoplados expuestos a sismos severos indicó que todas o casi todas las vigas de acoplamiento fallaron antes de lograrse la resistencia máxima de los muros acoplados. Sin embargo, es posible que en algunas estructuras la resistencia máxima de los muros se agote antes de que se formen articulaciones plásticas en las vigas de acoplamiento.

Se han presentado pocos estudios analíticos sobre el comportamiento plástico de los muros de cortante. Winokur y Gluck propusieron un análisis basado en una distribución uniforme de resistencia a flexión a todo lo alto del sistema de acoplamiento. Estas vigas de acoplamiento, a menudo cortas y relativamente peraltadas, pueden estar sujetas a elevados esfuerzos cortantes cuando se desarrolla la resistencia máxima a flexión. En las vigas muy peraltadas de fachada, estas fuerzas cortantes no sólo inhiben el desarrollo total de la capacidad a flexión, sino que también restringen la ductilidad obtenible. Por lo tanto es importante evaluar la demanda de ductilidad en el sistema de acoplamiento cuando se está determinando la resistencia global máxima de la estructura acoplada de muros de cortante. Los estudios teóricos han indicado que para las vigas de acoplamiento críticos, las ductilidades requeridas pueden exceder las obtenidas experimentalmente para miembros semejantes.

Existen tres áreas críticas de comportamiento en los muros de cortante acoplados que requieren la atención del diseñador. Estas se ilustran en la Fig. IV.3 y las características numeradas se describen a continuación.

1.- De los estudios teóricos se encontró que para asegurar un factor de ductilidad de desplazamiento igual a 4, es posible que la demanda de ductilidad en las vigas de acoplamiento sea muy grande.

2.- Uno de los muros se sujeta a tensión considerable además de flexión cortante. Esta carga puede afectar en forma adversamente la capacidad a tensión diagonal de un muro de cortante. El ángulo de la grieta a tensión diagonal potencial no parece estar afectado por la tensión axial en el muro. Sin embargo, después de cargas alternadas cíclicas, la grieta a falla diagonal potencial asociada con la tensión axial puede enlazarse con grietas a flexión que se formarán durante cargas anteriores en la dirección opuesta. Las grietas diagonales así formadas pueden encontrar menor número de estribos que los propuestos. Afortunadamente, ambos muros están interconectados, por lo que puede ocurrir una redistribución de fuerzas cortantes hacia el otro muro, cuya capacidad a cortante se aumenta considerablemente por compresión axial.

3.- El cortante horizontal total también se debe transferir a través de juntas de construcción horizontal. En este tipo de junta puede existir gran tensión axial, de manera que es necesario prestar atención especial a esta contingencia.

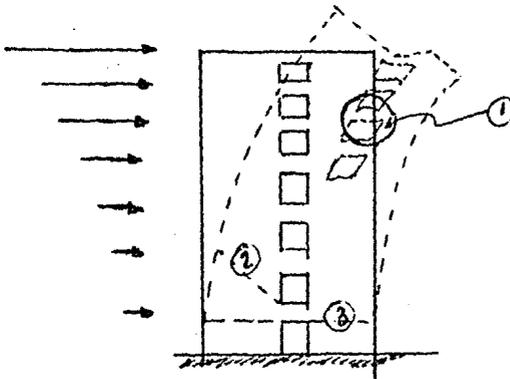


Fig. IV.3 Areas críticas de comportamiento en muros acoplados a cortante.

#### IV.4.3 VIGAS DE ACOPLAMIENTO

Las observaciones de los daños ocasionados por sismos han indicado repetidamente la falla por tensión diagonal de las vigas de acoplamiento o de fachada que contienen insuficiente refuerzo en el alma. Es claro que esas fallas, generalmente frágiles, que dan una elevada tasa de degradación de resistencia bajo las cargas cíclicas, se debe suprimir para que se --

pueda dar resistencia sísmica satisfactoria. Sin importar las cargas de diseño, la resistencia a cortante de una viga de acoplamiento debe ser igual o mayor que su capacidad a flexión, requerimiento que debe imponer un límite superior al contenido de acero a flexión en tales vigas, especialmente cuando son muy peraltadas con relación a su claro. El límite superior actualmente aceptado para el esfuerzo cortante nominal en una viga cuando menos es de  $V_u = 2.65 \phi_v \sqrt{f'_c}$  (Kg/cm<sup>2</sup>) en consecuencia, la fuerza cortante máxima a que puede sujetarse una viga de acoplamiento es  $V_u \leq 2.65 \phi_v b d \sqrt{f'_c}$

Con referencia a las Figs. IV.2 y IV.4, una buena aproximación para la fuerza cortante correspondiente a la capacidad segura a flexión de una viga típica es:

$$V_u = 2 \frac{M_u}{l_s} = \frac{2}{l_s} \phi_m (d-d') A_s f_y$$

en que  $\phi_v$  = Factor de reducción de capacidad en cortante

$\phi_m$  = Factor de reducción de capacidad en flexión

$l_s$  claro libre de la viga de acoplamiento

igualando las capacidades a cortante tenemos

$$2.65 \phi_v \sqrt{f'_c} b d = \frac{2}{l_s} \phi_m (d-d') A_s f_y$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{1.33 \phi_v \sqrt{f'_c} l_s}{\phi_m (d-d') f_y} < \rho_{max.}$$

Se puede notar que todo el refuerzo en la zona a tensión de la sección de la viga se debe incluir en la evaluación de la resistencia a flexión Fig. IV.4

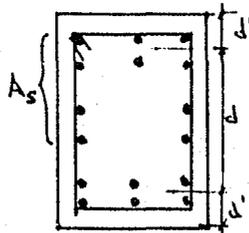


Fig. IV.4 Propiedades seccionales de una viga típica de acoplamiento.

Se podría llegar a creer que debido a la cantidad igual de refuerzo superior e inferior, tales vigas poseerían ductilidad a flexión muy grande.

Para vigas con una relación de claro/peralte menor a 2 las fuerzas cortantes y el agrietamiento consecuente diagonal provoca una redistribución radical de las fuerzas de tensión a lo largo del refuerzo a flexión. Para pequeñas relaciones de claro/peralte, todavía hay esfuerzo de tensión en el refuerzo en lugares donde la teoría convencional a flexión indica que debe haber esfuerzos de compresión.

Se ha observado que las vigas de gran peralte reforzadas completamente contra una falla posible a tensión diagonal fallan en cortante directo deslizante a lo largo de la sección de apoyo crítico.

Una viga convencional de acoplamiento contiene refuerzo superior e inferior iguales, que se extienden sin reducción a lo largo de todo el claro, con varillas y estribos intermedios horizontales de menor tamaño como se ilustra en la Fig. IV.4. Para asegurar cierta medida de ductilidad durante las cargas cíclicas alteradas de muro de cortante resistentes a sismos, se sugiere que la fuerza cortante quede limitada por la restricción del contenido de acero a flexión a

$$C_{max} = 0.80 \frac{L_s \sqrt{f'_c}}{h f_y} \quad \text{en que los esfuerzos están en Kg/cm}^2$$

Esto asegura que el esfuerzo cortante nominal en las vigas de acoplamiento no pase del 60% por sobre el valor máximo recomendado por el reglamento del ACI.

Ocasionalmente se encuentra que esta limitación no permite esta utilización eficiente de los muros de cortante acoplados, debido a que limita la magnitud de la máxima fuerza axial que se puede generar en los muros.

El agrietamiento diagonal resultado de la aplicación alterna de fuerzas cortantes, disminuye rápidamente la contribución del concreto a la resistencia a cortante. Entonces es importante suministrar estribos para la fuerza completa cortante, generada en las vigas de acoplamiento cuando se desarrolla su capacidad a flexión.

El agrietamiento diagonal resultado de la aplicación alterna de fuerzas cortantes, disminuye rápidamente la contribución del concreto a la resistencia a cortante. Entonces es importante suministrar estribos para la fuerza completa cortante, generada en las vigas de acoplamiento cuando se

desarrolla su capacidad a flexión.

Estudios teóricos y experimentos han demostrado que la rigidez de las vigas de acoplamiento que tienen una relación de claro/peralte menor a 1.5 se reduce a menos de 1/5 de la rigidez de una viga no agrietada después del inicio del agrietamiento diagonal. Esta pérdida drástica de rigidez se debe tener en cuenta cuando se evalúa la respuesta elástica de una estructura de muro acoplado de cortante. Cuando el refuerzo del alga es insuficiente, los estribos ceden y sigue una degradación de la rigidez mucho mayor.

Debido a que el refuerzo superior e inferior está a tensión en todo el claro libre de una viga de acoplamiento cuando  $l_s/h \leq 1.5$ , la viga se alarga durante los ciclos de carga inelástica. Todas las varillas intermedias, distribuidas en todo el peralte de la viga, están así deformadas y contribuyen a la resistencia de la viga.

Los experimentos recientes hechos en la Universidad de Canterbury revelaron que se puede mejorar considerablemente la ductilidad y resistencia útil de las vigas de acoplamiento, si en vez de distribución convencional de acero descrita antes se coloca el refuerzo principal diagonalmente en la viga. Se puede basar el diseño de ese tipo de viga en la premisa de que la fuerza cortante se descompone a sí mismo en fuerzas diagonales de compresión y tensión, intersectándose a mitad de claro, donde no se debe resistir ningún momento Fig. IV.5. Inicialmente se transmite la compresión diagonal por el concreto, y el acero a compresión no aporta nada significativo. Sin embargo, después de la primera excursión al intervalo de cedencia de las varillas diagonales a tensión, se forman grandes grietas y permanecen abiertas cuando se elimina la carga. Cuando se aplica la carga invertida, como durante sismo, se sujeta a estas varillas a grandes esfuerzos de compresión, quizás de cedencia, antes que se cierren las grietas forzadas anteriormente. De acuerdo con ello, en el desarrollo de la resistencia a cedencia, las Figs. IV.5-a y c

dan  $T_u = C_u = A_s f_y$  y  $V_u = 2T_u \text{ Sen } \alpha$  por lo tanto

$$A_s = V_u / 2 f_y \text{ sen } \alpha \text{ en que } \text{tang } \alpha = (h - 2d') / l_s$$

El momento resistente en los apoyos de la viga Fig. IV.5-b se puede encontrar, si se desea, de la fuerza cortante,

es decir,  $M_u = V_u l_s/2 = l_s Tu \text{ sen } \alpha$  o de las componentes horizontales de las fuerzas diagonales, es decir,

$$M_u = (h - 2d') Tu \cos \alpha$$

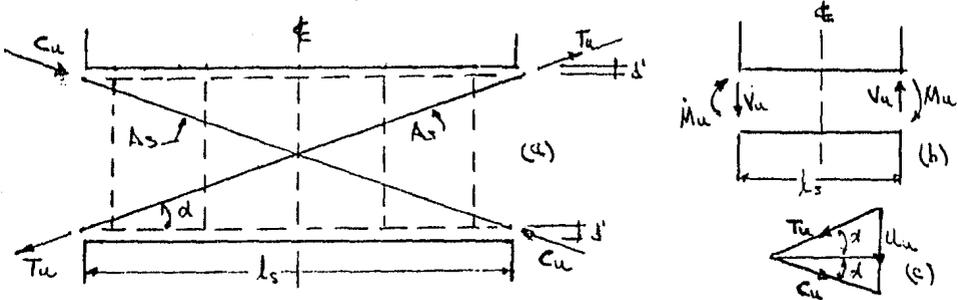


Fig- IV.5 Modelo de viga de acoplamiento reforzado diagonalmente (a) Geometría del refuerzo. (b) Acciones externas. (c) Fuerzas internas.

Ya que se deben suministrar cantidades iguales de acero en ambas bandas diagonales, la pérdida de la contribución del concreto no tiene consecuencia, con tal de que las varillas a compresión no queden inestables. En consecuencia, para la carga de tipo sísmico, es importante tener estribos amplios alrededor de las varillas diagonales a compresión para retener el concreto alrededor de las varillas. El propósito principal del concreto retenido es suministrar cierta rigidez lateral a flexión al puntal diagonal, para permitir con ello que ocurra la cedencia a compresión de las varillas diagonales principales. En la Fig. IV.6 se sugiere una distribución del refuerzo.

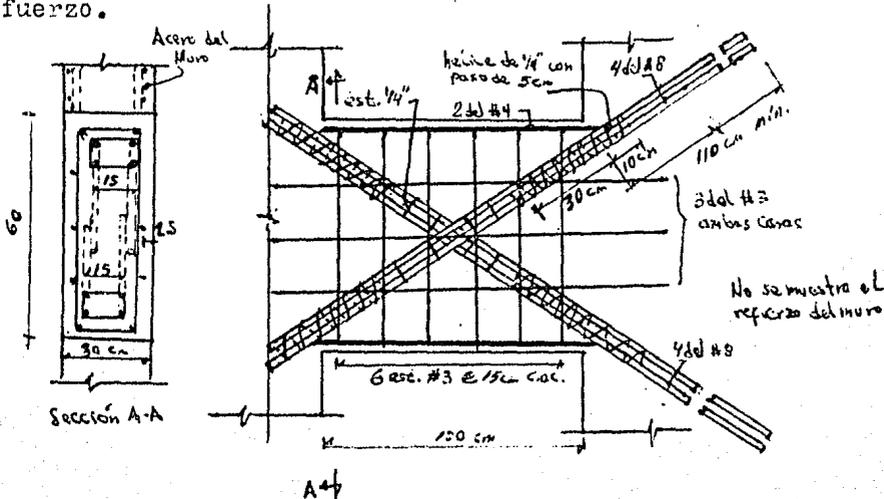


Fig. IV.6 Arreglo sugerido del acero en una viga de acoplamiento reforzado diagonalmente.

#### IV.4.4. RECOMENDACIONES.

Para asegurar el funcionamiento satisfactorio cuando estructuras de muros de cortante acoplados se exponen a intensas acciones sísmicas, es necesario poder evaluar, aproximadamente cuando menos, el comportamiento de la estructura tanto en el intervalo elástico como el plástico de las cargas. Sólo se puede esperar un buen comportamiento si la estructura sigue una secuencia deseada de cedencia.

Las consideraciones de la resistencia de vigas de acoplamiento reforzadas en forma convencional indican que se requiere protección total contra la falla a tensión diagonal durante las cargas cíclicas, y que el contenido de acero a flexión en ambas caras debe ser moderado para asegurar la ductilidad máxima y evitar la falla temprana por cortante deslizante. Para que se puedan utilizar vigas reforzadas convencionalmente para el diseño por sismo, se debe limitar la demanda de ductilidad en ellas, lo que sólo se puede lograr diseñando la estructura del muro de cortante acoplado para una mayor resistencia, lo que permitirá que en el rango elástico se absorba una gran proporción de la energía.

Cuando se utiliza refuerzo diagonal en las vigas de acoplamiento y se suministran estribos adecuados para permitir que los puntales de compresión soporten la carga a cedencia sin pandeo, se puede esperar comportamiento satisfactorio. También se requerirá refuerzo adicional ligero secundario o de canasta, consistente en una parrilla en ambas caras de una viga de acoplamiento para mantener las partículas de concreto roto en su lugar cuando ocurren grandes desplazamientos plásticos durante un sismo catastrófico.

Las recomendaciones según el reglamento del D.D.F.-76 son las siguientes:

El refuerzo de vigas diafragma con relación  $L/h$  no mayores de 2, que en muros de cortante constará de dos grupos de barras diagonales según se indica en la Fig. IV.6.1. Se supondrá que cada grupo forma un elemento que trabajará a tensión o compresión axiales y que las fuerzas de interacción entre los dos muros, en cada viga, se transmiten solo por las tensiones y compresiones en dichos elementos. Para determinar las áreas de acero necesarias se desprezará el concreto. El espesor de estas vigas será el mismo que el de los muros que unen.

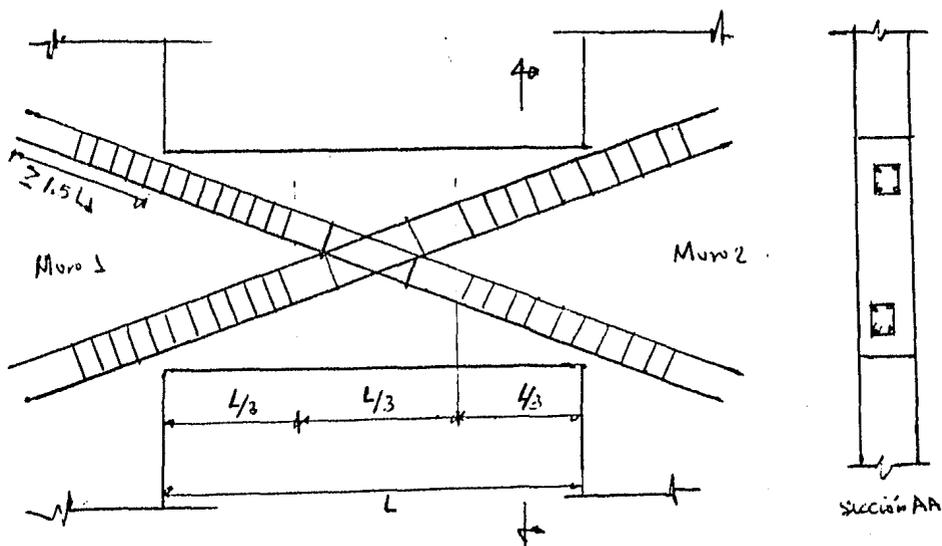


Fig. IV.6.1 Refuerzo principal de una viga diafragma que une muros de cortante.

Cada elemento diagonal constará de no menos de 4 barras rectas sin empalmes, con cada extremo anclado en el muro respectivo una longitud no menor que 1.5 veces  $L_d$ , las barras de los elementos diagonales se colocarán tan próximas a las caras de la viga como lo permitan los requisitos de recubrimiento, y se restringirán con el pandeo con estribos o hélices que, en el tercio medio del claro de la viga, cumplirá con los requisitos para estribos o hélices en columnas. En los tercios extremos el espaciamiento se reducirá a la mitad del que resulte en el central. Los estribos o el zuncho que se use en los tercios extremos se continuarán dentro de cada muro en una longitud no menor que  $L/8$ .

En el resto de la viga se usará refuerzo horizontal y vertical que en cada dirección cumpla con los requisitos para refuerzo por cambios volumétricos en vigas. Este refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras de la viga, por esfuerzo del refuerzo diagonal.

#### IV.5 VIGAS DE GRAN PERALTE

##### IV.5.1 GENERALIDADES.

Cuando la relación de claro a peralte de vigas simplemente apoyadas es menor que 2, o menor que 2.5 para cualquier claro de una viga continua se acostumbre definir a éstas como

vigas de gran peralte, vigas pared o vigas diafragmas. Como con las ménsulas, los principios tradicionales del análisis de esfuerzos ni son adecuados ni convenientes para determinar la resistencia de vigas de gran peralte de concreto reforzado. Con frecuencia estas estructuras se encuentran en recipientes suspendidos rectangulares, tales como silos y tanques con alimentadores piramidales, en muros de cimentación que soportan cimentaciones corridas o losas, en muros de parapetos y en muros de cortante que resisten fuerzas laterales en las construcciones.

Numerosos estudios han investigado la distribución de esfuerzos para diferentes variables, y los resultados se pueden utilizar colocando refuerzo que resista los esfuerzos de tensión en el cuerpo homogéneo. Los esfuerzos de compresión del concreto rara vez son críticos. Sin embargo, ese tipo de soluciones no toman en cuenta los requerimientos de anclaje para el refuerzo, quizás el aspecto más importante del diseño de vigas de gran peralte, y el aumento considerable de esfuerzos de compresión diagonal cerca de los apoyos después del inicio del agrietamiento.

La demanda de acero rara vez es grande para estas estructuras, de manera que no se justifique un alto grado de exactitud para su determinación. Por este motivo se han desarrollado técnicas aproximadas de diseño que abarcan casi todas las condiciones de carga y borde, toman en cuenta el echo de que el concreto se agrieta en las zonas a tensión y son más adecuadas a los requerimientos de construcción.

El fondo de las proposiciones siguientes es el punto principal de la investigación experimental de Leonhardt y Walther en la Universidad de Stuttgart. El comité Europeo del concreto también ha formulado recomendaciones basadas principalmente basadas en los resultados anteriores. Los experimentos se diseñaron para explorar los requisitos de detallado y otros aspectos de las vigas de gran peralte. En esta sección sólo se examinan los efectos de las cargas de gravedad, en la sección de muros acoplados referente a vigas acopladas, se estudiaron con mayor detalle los aspectos sísmicos, que pueden ser relevantes a las vigas de gran peralte.

#### IV.5.2 VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS.

Considerando una viga cuadrada ( $l/h=1.0$ ), se pueden hacer las observaciones. En primer lugar, la fuerza de tensión interna total para la viga de gran peralte homogénea simplemente apoyada se podría calcular utilizando el brazo de palanca interno, que es  $z=0.62h$ . Es interesante notar que esto es aproximadamente igual para todas las vigas, es decir que no es afectado por la relación del claro a peralte,  $l/h$ . Para una viga esbelta  $z=\frac{2}{3}h$ .

En segundo lugar, la zona a tensión en la parte inferior de la viga es relativamente pequeño (aproximadamente  $0.25 \ell$ ), lo que sugiere que se debe colocar el refuerzo principal a flexión en esta área.

No parece que el brazo interno para vigas muy peraltadas aumente considerablemente después del agrietamiento. Para fines de diseño se puede hacer la siguiente aproximación para el brazo  $z$  de palanca interno.

$$z = 0.2 (\ell + 2h) \text{ donde } 1 \leq \ell/h \leq 2$$

$$z = 0.6 \ell \text{ donde } \ell/h < 1$$

En estas ecuaciones se debe tomar la distancia de centro a centro entre soportes, o 1.15 veces el claro libre lo que sea menor, para el claro  $\ell$ .

El esfuerzo a flexión calculado de esa manera se debe distribuir, utilizando varillas de tamaño relativamente pequeño, en una distancia vertical igual a  $0.25h - 0.05\ell$ , en que  $h \leq \ell$ . Esto se debe medir desde la cara inferior de la viga como se indica en la Fig. IV.7.

Se sugiere que el anclaje debe desarrollar al menos el 80% de la fuerza máxima calculada del acero en la cara interna de los apoyos. Evitar la falla del anclaje antes del logro de la resistencia requerida del esfuerzo a flexión sólo puede lograrse si se utilizan varillas de diámetro pequeño o anclajes mecánicos. Se deben preferir los ganchos horizontales sujetos a compresión transversal en los apoyos, por sobre los verticales. En la Fig. IV.8 se muestra una planta típica del refuerzo a flexión y del alma en el apoyo de una viga de gran peralte simplemente apoyada.

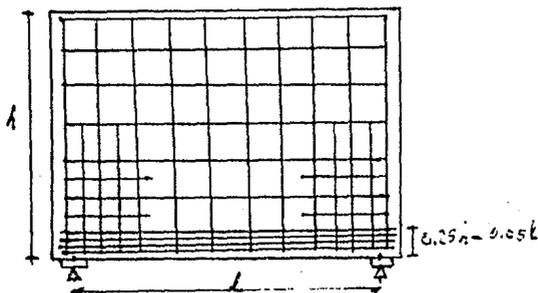
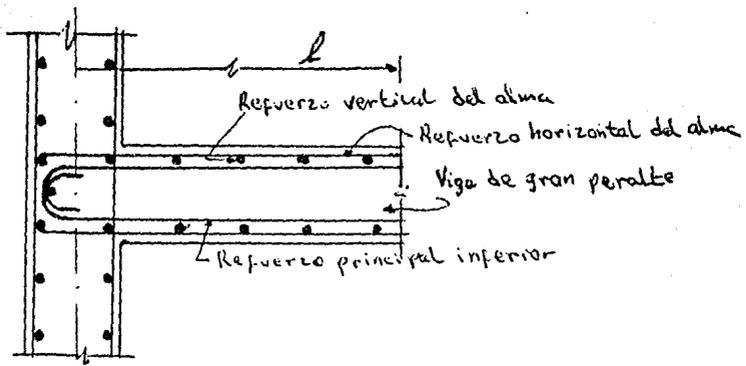


Fig. IV.7 Refuerzo de una viga de gran peralte simplemente apoyada.



**Fig. IV.8** Vista de planta del refuerzo en el apoyo de una viga de gran peralte simplemente apoyada.

#### IV.5.3 VIGAS CONTINUAS

La desviación del patrón lineal de los perfiles de esfuerzos a través de las secciones a mitad del claro y en los apoyos de una viga continua de gran peralte homogénea es todavía mayor que en el caso de vigas soportadas simplemente. El brazo de palanca interna de las resultantes de los esfuerzos disminuye rápidamente conforme la relación del claro a peralte de las vigas se aproxima a la unidad. En especial, la fuerza de tensión sobre la región de apoyo (es decir, el momento negativo) puede estar más próxima al borde a compresión que al borde a tensión de las vigas. Esta característica de las vigas de gran peralte tendrá que tomarse en cuenta, aunque los brazos de palanca interna aumenten tanto en las zonas de momento positivos y negativos después del agrietamiento, y especialmente cuando se ha iniciado la cedencia del acero a flexión.

Cuando se combinan con los esfuerzos verticales de compresión que se originan del apoyo en los soportes, los esfuerzos cortantes generan esfuerzos de compresión principales sumamente empujados, lo que sugiere que el cortante se transmite principalmente por acción de arco.

Para simplificar los cálculos del acero a flexión, el CEB sugiere que se calcule el brazo de palanca interna  $z$  tanto para los momentos negativos como positivos, de las siguientes ecuaciones:

$$z = 0.2(l + 1.5h) \text{ cuando } 1 \leq l/h \leq 2.5$$

$$z = 0.5l \text{ cuando } l/h < 1$$

Es necesario arreglar el refuerzo a mitad del claro - (positivo) exactamente como para las vigas simplemente soportadas, anclando todas las varillas en los apoyos o pasando a través de ellos. La mitad del refuerzo negativo por sobre los soportes debe extenderse por sobre la longitud total de los claros adyacentes, en tanto que la otra mitad se puede terminar a una distancia de  $0.4l$  ó  $0.4h$ , la que sea menor, del borde del soporte. El refuerzo del soporte (negativo) debe distribuirse uniformemente en dos bandas, como se muestra en la Fig. IV.9.

1.- En banda superior, con un peralte de  $0.2h$ , el acero distribuido debe ser  $As_1 = 0.5(l/h - 1) As'$

2.- El resto del acero,  $As_2 = As - As_1$ , se debe colocar en la banda inferior con un peralte de  $0.6h$ .

donde  $As = M_r / f_y z$

El peralte a considerar no necesita ser mayor que el claro. En las vigas muro cuyo peralte es mayor que el claro, sólo se necesita colocar acero horizontal nominal en las partes superiores de la viga.

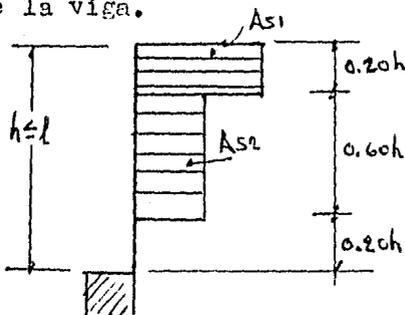


Fig. IV.9 Distribución sugerida de refuerzo a flexión negativa en el apoyo de vigas de gran peralte continuas.

Las fuerzas de compresión debidas a la flexión rara vez son críticas en las vigas de gran peralte, aunque puede ser necesario examinar la posibilidad de pandeo lateral de la zona a compresión en vigas muros delgados. Es más importante proteger la zona a compresión por sobre el apoyo, donde la compresión diagonal debido a la contracción de cortante puede ser crítica. La intensidad del refuerzo cortante calculada como para las vigas normales no tiene significado físico; sin embargo, se puede esperar comportamiento satisfactorio si la fuerza máxima cortante se limita a :

$$V_{max} \leq 0.08 l bh f'c \text{ en que } h \leq l \text{ y } \phi = 0.95$$

Varias recomendaciones de CEB (comité Europeo de Béton) que se refiere a las vigas de gran peralte se originan de una consideración del ancho de grietas más que la resistencia última.

En las vigas normales (esbeltas), la carga de agrietamiento diagonal fija el límite a la resistencia cortante utilizable en ausencia de refuerzo del alma.

#### IV.5.4 REFUERZO DEL ALMA

La carga de gravedad introducida a lo largo del borde superior de una viga muro se transmite principalmente por acción de arco. La carga escoge naturalmente transmitir a través del más rígido de los sistemas posibles de resistencia y en las vigas de gran peralte, el arco siempre es más rígido que el mecanismo de armadura. Por lo tanto, normalmente no se necesitan estribos. Basta un refuerzo mínimo de 0.2% en forma de varillas corrugadas de diámetro pequeño colocadas en ambas direcciones, como en los muros de concreto reforzado. En las vigas continuas, la mitad del refuerzo horizontal a flexión (negativo) puede ser parte de este. Sin embargo, cerca de los soportes se deben introducir varillas adicionales del mismo tamaño al utilizado para el refuerzo del emparrillado. El reconocimiento de la capacidad a cortante de reserva de una viga de gran peralte sin refuerzo del alma condujo al desarrollo de la expresión semiempírica.

$$V_c = (3.5 - 2.5 \frac{f_{tu}}{V_{ud}}) (0.5 \sqrt{f'_c} + 180 \frac{V_{ud}}{f_u} \rho_w) \leq 1.6 \sqrt{f'_c} \text{ (KG/cm}^2\text{)}$$

El segundo término da el cortante de agrietamiento para vigas normales, y el primer término representa el aumento en el cortante sobre el que provoca el agrietamiento. El valor del primer término no debe exceder de 2.5.

Se pretende que la ecuación se aplique en las secciones críticas localizadas a la distancia  $0.15l$  de la cara del soporte para vigas cargadas uniformemente, o un medio del claro a cortante, pero no más que el peralte efectivo,  $d$ , desde el soporte para vigas sujetas a cargas concentradas.

De una deducción experimental de la relación entre la inclinación de la grieta diagonal y la relación del claro a peralte  $l/d$ , y la aceptación de un coeficiente aparente de fricción de 1.0 a lo largo de la grieta de falla diagonal pretendida, se demostró que:

$$V_u = V_1 - V_2 = \left[ \frac{A_s}{12s} \left( 1 + \frac{l}{d} \right) + \frac{A_v h}{12s_h} \left( 11 - \frac{l}{d} \right) \right] \frac{f_y}{b}$$

en que  $V_1 = V_u/bc$

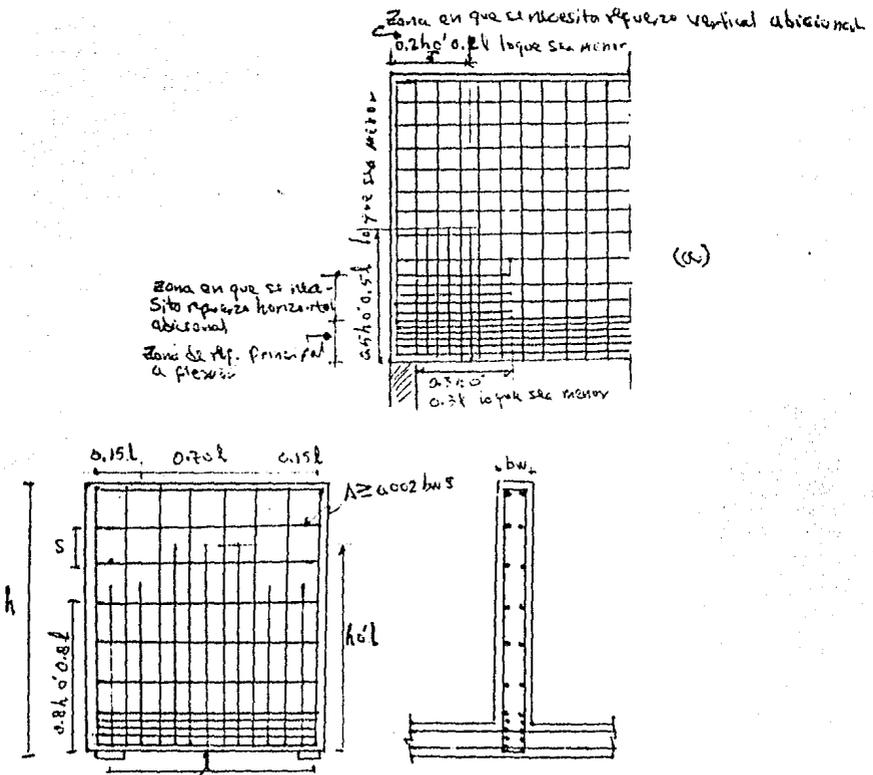


Fig. IV.10 Refuerzo adicional requerido en vigas de gran palte simplemente soportadas para (a) cortante cerca de los soportes, (b) cargas aplicadas cerca del borde inferior.

Así se puede determinar el refuerzo del alma. Se aplican las siguientes limitaciones:

- 1.- El área del refuerzo a cortante  $A_v$ , perpendicular al refuerzo principal, no debe ser menor que  $0.0015 b s$ , en que  $b$  es el ancho del alma.
- 2.- La separación de estribos,  $s$ , no debe exceder de  $d/5$  ó 45 cm.
- 3.- El área del refuerzo a cortante  $A_v h$ , paralelo al refuerzo principal, no debe ser menor que  $0.0025 b s$
- 4.- La separación  $s_h$  de esas varillas no debe exceder  $d/3$  ó 45 cm.
- 5.- Cuando  $l/d \leq 2$ ,  $v_u \leq 2.12 \sqrt{f'_c}$  (Kg/cm<sup>2</sup>)
- 6.- Cuando  $2 \leq l/d \leq 5$ ,  $v_u \leq \frac{2}{11} (10 + l/d) \sqrt{f'_c}$  (Kg/cm<sup>2</sup>)

Cuando se suspende la carga de cerca del borde inferior de una viga de gran peralte, se debe transmitir principalmente por tensión vertical o inclinada hacia los soportes. Para permitir el desarrollo del arco a compresión, se debe transferir toda la carga suspendida por medio de refuerzo vertical a la zona a compresión de la viga, lo que debería lograr se sin exceder la resistencia a cedencia de los estribos (refuerzo de la suspensión), para proteger el refuerzo a flexión contra fisuración horizontal y asegurar el control de grietas en el alma durante la carga de servicio.

Los estribos de suspensión deben rodear completamente el refuerzo a flexión del fondo y extenderse a la zona a compresión de la viga muro, como en la Fig. IV.10-b. El espaciamiento de las barras verticales no debe exceder de 15 cm.

También se necesita una provisión especial cuando se introducen cargas o reacciones a lo largo de todo el peralte de una viga, por ejemplo, cuando vigas muros de gran peralte se soportan entre si, como se ilustra en la Fig. IV.11

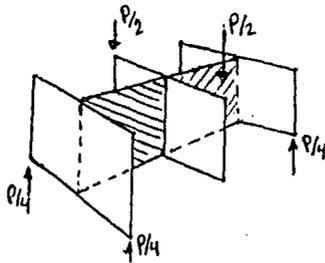


Fig. IV. 11 Viga de gran peralte soportada por vigas de gran-peralte.

En la junta central se debe suministrar refuerzo de suspensión vertical para toda la fuerza  $P$ , el que debe rodear las varillas del fondo a flexión en la viga muro principal. Las varillas se deben extender verticalmente a una altura,  $h$  ó  $L$ , la que sea menor. En forma análoga, en las vigas de soporte de los extremos se debe recibir la mitad de la carga por refuerzo de suspensión, de lo que se muestra un arreglo típico en la Fig. IV.12-a. Las pruebas han demostrado que las varillas diagonales dobladas a un radio grande en la junta de viga a viga también son efectivas, aunque su contribución a la carga no debe exceder del 60% de la carga total. En la Fig. IV.12-b se muestra un arreglo típico.

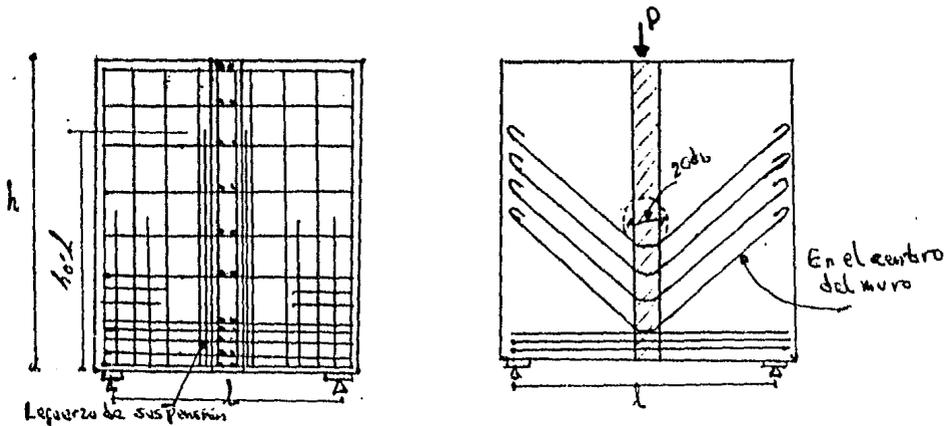


Fig. IV.12 Refuerzo de suspensión que debe suministrarse en donde una viga de gran peralte soporta a otra viga igual usando (a) distribución ortogonal o (b) - varillas dobladas hacia arriba.

#### IV.5.5. CARGAS CONCENTRADAS EN VIGAS DE GRAN PERALTE

Es necesario examinar los esfuerzos de apoyo en las áreas donde se introducen cargas concentradas, ya que las vigas de gran peralte pueden soportar fuerzas muy grandes con demanda relativamente pequeña de refuerzo. Las fuerzas reactivas se pueden calcular como para vigas normales (esbeltas). Sin embargo, se debe tener presente que en los apoyos interiores de las vigas de gran peralte continuas, se resiste un momento menor que el predicho por el análisis elástico acostumbrado. En consecuencia, se debe aumentar en 10% la reacción calculada convencionalmente en los apoyos exteriores de vigas de gran peralte continuas para fines de diseño del apoyo.

En los casos en que se suministra una costilla o columna de atezamiento a la viga, que agranda a la viga en sus soportes sobre una porción apreciable de su altura  $h$ , los esfuerzos de apoyo normalmente no son críticos. En ausencia de castillos o columnas, la magnitud de la reacción en la carga última no debe exceder de:

$$0.60 b (t + h_0) f'c \text{ en los soportes exteriores y}$$

$$0.90 b (t + 2h_0) f'c \text{ en los soportes interiores}$$

en que  $b$  = ancho de la viga.

$h_0$  = profundidad de una costilla o patín que puede atezar la porción inferior de la viga.

$t$  = longitud del apoyo bajo consideración, que no debe exceder de un quinto del más pequeño de los claros adyacentes

En la Fig. IV.13 se ilustran estos conceptos.

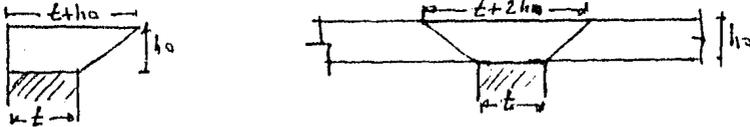


Fig. IV.13 Distribución supuesta de esfuerzos de apoyo en los apoyos de vigas de gran peralte

Debido a su muy grande rigidez las vigas de gran peralte son sumamente sencibles a las deformaciones impuestas. En consecuencia, se debe ejercer cuidado de asegurar que no ocurran desplazamientos de los soportes en las vigas de granperalte continuas. De otra manera, se debe suministrar refuerzo adicional para dar cabida a cambios substanciales en los momentos, debido al posible asentamiento de los apoyos.

No es raro que se introduzcan elevadas cargas concentradas directamente por sobre las puntas de apoyo de la vigas de gran peralte. Esta situación se ilustra en la Fig. IV.14 -- Las fuerzas concentradas están dispersas en el alma de la viga, y a menos que se extienda una costilla vertical continua de atieuzamiento entre el punto de carga y el apoyo, se debe tener en cuenta esta dispersión. En consecuencia el CEB sugiere refuerzo suplementario horizontal en dos bandas, cada una capaz de resistir una fuerza de tensión igual a un cuarto de la carga aplicada.

En la evaluación de la capacidad a compresión diagonal o cortante del alma, el CEB recomienda que se dé margen a una fuerza cortante adicional de :

$$*P/2 [(l-2t)/l] \text{ ó } *P/2 [(h-2t)/h] \text{ en los soportes interiores}$$

y  $P^* [(l-t)/t]$  ó  $P^* [(h-t)/t]$  en los soportes exteriores, -- para compensar por los efectos de  $P^*$  introducida como se indica en la Fig. IV.14. En cada caso, sólo se necesita considerar la menor de las dos expresiones.

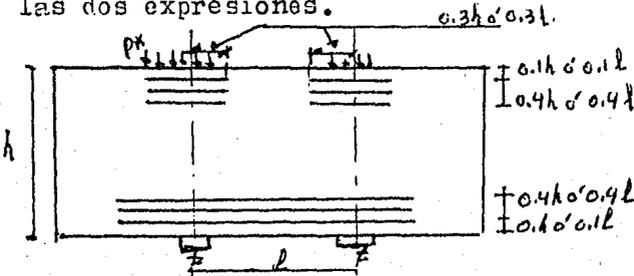


Fig. IV.14 Distribución del refuerzo requerido para la transmisión de fuerzas concentradas a través de vigas de gran peralte.

## IV.6 RECOMENDACIONES SEGUN EL REGLAMENTO DEL ACI-318-77 PARA VIGAS DE GRAN PERALTE.

### IV.6.1 MIEMBROS DE GRAN PERALTE SUJETOS A FLEXION

Los miembros sujetos a flexión, con una relación peralte total a claro mayor de 2/5 para claros continuos o de 4/5 para claros libremente apoyados, deben diseñarse como miembros de gran peralte sujetos a flexión, tomando en cuenta la distribución no lineal de la deformación y el pandeo lateral.

En cualquier sección de un miembro sujeto a flexión, donde por el análisis se requiera acero de refuerzo positivo la relación  $\rho$  proporcionada no será menor que la obtenida por  $\rho_{\min} = 14/f_y$ .

Alternativamente, el área de acero de refuerzo positivo o negativo, proporcionada en cada sección debe ser por lo menos 1/3 mayor que lo sugerido por el análisis. El área de refuerzo por cortante,  $A_v$  no debe ser menor que 0.0015 veces el área total de la viga, y la separación no debe exceder de  $d/5$  ni de 45 cm.

El área de refuerzo por cortante  $A_{vh}$  no debe ser menor que 0.0025 veces el área total de la viga, y la separación no debe exceder de  $d/3$  ni de 45 cm.

## IV.7 RECOMENDACIONES SEGUN EL REGLAMENTO D.D.F.-76 PARA VIGAS DE GRAN PERALTE.

### IV.7.1 DISPOSICION DEL REFUERZO POR FLEXION.

Se consideran como vigas diafragma aquellas cuya relación de claro,  $L$ , a peralte,  $h$ , es menor que 2.5 si son continuos en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un sólo claro libremente apoyado.

Si la cuenta  $A_s/bd$  es menor o igual a 0.008 la resistencia a flexión se puede estimar con la expresión:

$$M_r = F_r A_s f_y z \text{ donde } z \text{ es el brazo del par interno}$$

En vigas de un claro,  $z$  se valúa con el criterio siguiente:

$$z = (0.4 + 0.2 L/h)h, \text{ si } 1.0 < L/h \leq 2.0$$

$$z = 0.6L \quad \text{si } L/h \leq 1.0$$

Para vigas diafragma continuas

$$z = (0.3 + 0.2 L/h)h \quad \text{si } 1.0 < L/h \leq 2.5$$

$$z = 0.5l \quad \text{si } L/h \leq 1.0$$

#### IV.7.1.1 VIGAS DE UN CLARO

Para vigas de un claro el refuerzo que se determine en la sección de momento máximo debe colocarse recto y sin reducción en todo el claro; debe anclarse en las zonas de apoyo de modo que sea capaz de desarrollar, en los paños de los apoyos, no menos del 80% de su esfuerzo de fluencia, y debe estar uniformemente distribuido en una altura igual a  $0.2h - 0.05L$ , medida desde la cara inferior de la viga, pero no mayor que  $0.2L$  ver Fig. IV.15

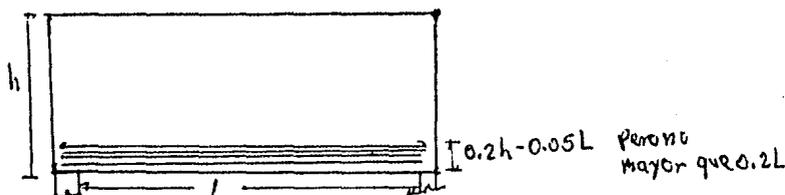


Fig. IV.15 Disposición del refuerzo de flexión en una viga-diafragma de un claro.

#### IV.7.1.2 VIGAS CONTINUAS

Para vigas continuas el refuerzo que se calcule con el momento positivo máximo de cada claro debe prolongarse recto en todo el claro en cuestión. Si hay la necesidad de hacer empalmes, estos deben localizarse cerca de los apoyos intermedios. El anclaje de este refuerzo en los apoyos y su distribución en la altura de la viga cumplirá con los requisitos prescritos para vigas de un claro.

No menos de la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos debe prolongarse en toda la longitud de los claros adyacentes. El resto del refuerzo negativo máximo, en cada claro, puede interrumpirse a una distancia del paño de apoyo no menos que  $0.4h$ , ni que  $0.4L$ .

El refuerzo para momento negativo sobre los apoyos debe repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga de acuerdo con lo siguiente:

Una fracción del área total, igual a  $0.5(L/h - 1) A_s$  debe repartirse uniformemente en una franja de ancho igual a  $0.20h$  y comprendida entre las cotas  $0.8h$  y  $h$ , medidas desde el borde inferior de la viga ver Fig. IV.16. El resto se

repartirá uniformemente en una franja adyacente a la anterior, de ancho igual a  $0.6h$ . Si  $L/h$  es menor que  $1.0$ , en este párrafo se sustituirá  $L$  en lugar de  $h$ .

El refuerzo mínimo de flexión se puede calcular con la expresión aproximada para secciones rectangulares

$$A_{smin} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot bd$$

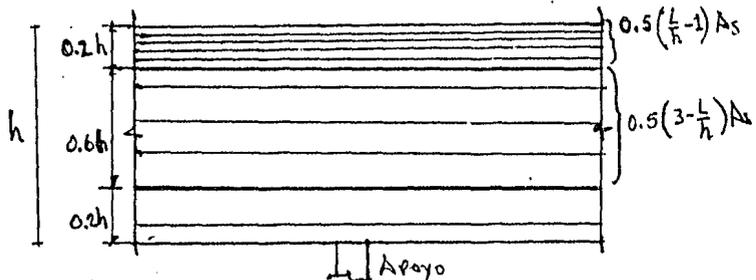


Fig. IV.16 Franjas en que se distribuye el refuerzo negativo  $A_s$ , en una viga diafragma continua con  $L/h \geq 1.0$

#### IV.7.2 DISPOSICION DEL REFUERZO POR FUERZA CORTANTE

La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a  $0.15L$  en vigas con carga uniformemente repartida, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas, pero no se supondrá a más de un peralte efectivo del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga, ni a más de medio peralte efectivo en caso contrario.

Si la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , es mayor que  $V_{cR}$ , la diferencia se tomará con refuerzo. Dicho refuerzo consistirá de estribos cerrados verticales y barras horizontales, cuyas contribuciones se determinarán como sigue, en vigas donde las cargas y reacciones comprimen directamente caras opuestas:

La contribución del refuerzo vertical se supondrá igual a  $0.083 F_R f_{yv} d A_v (1 + L/d)/s$  donde  $A_v$  es el área

del acero vertical comprendida en cada distancia  $s$ , y  $f_{yv}$  el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

La contribución del refuerzo horizontal se supondrá igual a  $0.083 F_R f_{yh} d A_{vh} (11-L/d)/s_h$  donde  $A_{vh}$  es el área de acero horizontal comprendida en cada distancia  $s_h$ , y  $f_{yh}$  el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

El refuerzo que se determine en la sección crítica antes definida se usará en todo el claro.

El refuerzo mínimo tanto el vertical como el horizontal no sea menor que  $a_s \text{ min} = 450 \frac{x_1}{f_y} (x_1 + 100)$  donde --

$x_1$  = dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo.

Por simplicidad puede suministrarse refuerzo mínimo de 0.2% en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y de 0.4% en los expuestos a ella.

La separación del refuerzo mínimo no excederá de 50 cm ni de  $3.5 x_1$ .

La limitación para  $V_u$  no debe ser mayor que : --

$$2 F_R b d \sqrt{f' c} .$$

Las barras horizontales se colocarán, con la misma separación, en dos capas verticales próximas a las caras de la viga.

Estas barras se anclarán de modo que en las secciones de los paños de los apoyos extremos sean capaces de desarrollarse no menos del 80% de su esfuerzo de fluencia.

#### IV.7.3 DIMENSIONES DE LOS APOYOS

Para valuar las reacciones en los apoyos se puede analizar la viga como si no fuera peraltada, aumentando en 10% el valor de las reacciones en los apoyos extremos.

Si la viga no está atiesada sobre los apoyos y las reacciones comprimen directamente su cara inferior, debe colocarse, en zonas próximas a los apoyos, barras complementarias verticales y horizontales en cada una de las mallas de refuerzo para fuerza cortante, del mismo diámetro que las de este refuerzo y de modo que la separación de las barras en esas zonas sea la mitad que en el resto de la viga Ver. Fig. IV.17 .

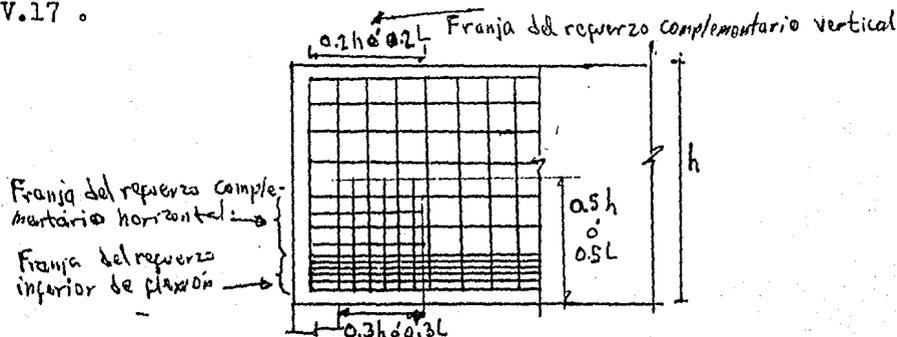


Fig. IV.17 Refuerzo complementario de una zona de apoyo directo de una viga diafragma no atiesada.

Las barras complementarias horizontales se situarán en una franja contigua a la que contiene el refuerzo inferior de flexión y de ancho igual al de esta última. Dichas barras complementarias deben anclarse de modo que puedan alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo; además, su longitud dentro de la viga, medida desde dicha sección, no debe ser menor que  $0.3h$ .

Las barras complementarias verticales se colocarán en una franja vertical limitada por la sección del paño del apoyo y de ancho igual a  $0.2h$ . Estas barras deben abarcar desde el lecho inferior de la viga hasta una altura igual a  $0.5h$ . Si  $h$  es mayor que  $L$ , se substituirá  $L$  en lugar de  $h$  en los párrafos precedentes.

Cuando la viga esté atiesada sobre los apoyos en todo su peralte, o cuando la reacción no comprima directamente la cara inferior de la viga sino que se transmita a lo largo de todo el peralte, se aplicarán las disposiciones siguientes

Cerca de cada apoyo se colocarán dos mallas de barras horizontales y verticales en una zona limitada por un plano horizontal distante del borde inferior de la viga no menos de  $0.5h$  y por el plano vertical distante de la sección del paño del apoyo no menos de  $0.4h$ . Ver Fig. IV.18. El área total de las barras horizontales se determinará con el criterio de cortante por fricción, suponiendo como plano de falla el que pasa por el paño del apoyo. El área total de las barras verticales será la misma que la de las horizontales. En estos refuerzos pueden incluirse las barras del refuerzo en el alma de la viga situadas en la zona antes definida, con tal que las horizontales sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo.

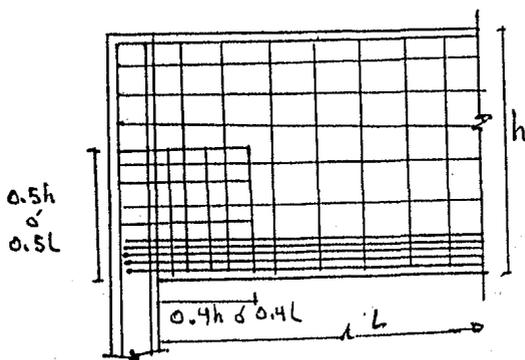


Fig. IV. 18 Refuerzo en una zona de apoyo indirecto.

## V CONCLUSIONES

Tratando de ilustrar mediante unos cuantos ejemplos que un conocimiento amplio del comportamiento estructural se debe manifestar en un detallado razonado. Sólo una estructura bien detallada puede lograr la calidad deseada de comportamiento. No se puede exagerar la importancia del detallado eficiente, especialmente para las estructuras en un país sísmico. El extenso daño y las fallas de las construcciones en las ciudades que sufren sismos intensos se pueden atribuir directamente al detallado inferior al estándar o incluso negligente, destrucción que debe servir como recordatorio de -- que el detallado sólido es de primordial importancia en el proceso general del diseño de las estructuras. Por estas razones al reforzar las estructuras de concreto con acero de refuerzo se debe perseguir que este logre lo siguiente:

1.- Resistir las fuerzas internas de tensión deducidas del análisis, el que supone que el concreto circundante no desarrolla tensión. En consecuencia, el refuerzo debe asegurar que una estructura posea resistencia adecuada,

2.- Asegurar que los anchos de las grietas bajo condiciones de servicio no excedan los valores recomendados -- expresados en los reglamentos. Se debe recordar que dentro de los límites prácticos y económicos, el refuerzo no puede impedir el agrietamiento.

3.- Impedir el agrietamiento excesivo que pueda derivarse de la contracción o cambios de temperatura cuando los elementos estructurales están restringidos.

4.- Suministrar fuerzas de compresión cuando el concreto sólo, que es más adecuado para satisfacer esta función no puede resistir la presión interna.

5.- Restringir las varillas a compresión contra el movimiento lateral, impidiendo el pandeo y suministrar confinamiento en áreas altamente esforzadas a compresión de columnas, vigas y juntas.

6.- Dar protección contra el desplazamiento del recubrimiento protector contra incendios sobre miembros de acero rolado, dando también soporte temporal al sistema de refuerzo durante la construcción.

CAPITULO V

CONCLUSIONES

Existen ciertos criterios para establecer normas generales sobre detallado del refuerzo. Con base en estos criterios, se han desarrollado recomendaciones específicas que se incluyen en los reglamentos de construcción. Más importante que el conocimiento completo de todas las recomendaciones de un reglamento es tener en cuenta los criterios generales para lograr estructuras de comportamiento, adecuado. Algunos de estos criterios son los siguientes:

a) Los armados deben ser sencillos.- Se ha señalado anteriormente que una economía pequeña en la cantidad de acero lograda a base de detalles complicados puede resultar -- contraproducente por el incremento del costo en mano de obra y supervisión.

b) No debe haber congestión del refuerzo.- Si la cantidad de acero es excesivo y no se dejan separaciones suficientes entre las varillas, se dificulta el colado del -- concreto. La estructura puede debilitarse debido a la formación de huecos o zonas en las que el concreto se haya segregado.

c) El refuerzo debe tener recubrimientos adecuados.- El recubrimiento protege al acero de dos agentes: la corrosión y el fuego. La magnitud del recubrimiento debe fijarse, por lo tanto, según la importancia de estos agentes agresivos. Debe preverse siempre un recubrimiento suficientemente grande, a pesar de que el ancho de grietas es mayor mientras mayor sea el recubrimiento.

d) Las varillas deben estar ancladas.- En el capítulo sobre adherencia se señaló que las varillas deben desarrollar su esfuerzo de fluencia entre las secciones de momento máximo y sus extremos. Por lo tanto, se debe vigilar que siempre existan longitudes de anclaje suficientes para desarrollar el esfuerzo de fluencia.

e) Las estructuras deben tener un comportamiento -- dúctil.- Esto se logra limitando los porcentajes de refuerzo de flexión y cuidando los detalles de anclaje de varillas y del refuerzo transversal por cortante. El detallado del refuerzo con longitud de anclaje y traslape amplios, sin cortes o dobleces excesivos en las varillas y con estribos a separaciones adecuadas, permite obtener estructuras dúctiles, con un aumento pequeño en la cantidad de acero de refuerzo.

## Bibliografía

- 1.- Aspectos fundamentales del concreto reforzado  
Oscar M. González Cuevas - Francisco Hobles F.V.  
Juan Casillas G. de L - Roger Díaz de Cosío  
Profesores de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.  
Editorial Limusa México 1975.
- 2.- Estructuras de Concreto Reforzado  
R.Park y T. Paulay  
Departamento de Ingeniería Civil Universidad de Conterbury  
Christchurch, Nueva Zelanda  
Editorial Limusa México 1980.
- 3.- Diseño Simplificado de Concreto Reforzado  
Harry Parker, M.C.  
Profesor Emérito de Construcción Arquitectónica  
Escuela de Bellas Artes Universidad de Pensilvania  
Editorial Limusa México 1982.
- 4.- Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto  
Normas técnicas complementarias del Reglamento de  
Construcciones para el D.R.F.-76  
U.N.A.M. 1977.
- 5.- Reglamento de Construcciones de Concreto Reforzado  
ACI-318-77 traducción al español del IMCYC.
- 6.- F. Robles, Manual de diseño de Obras Civiles  
Sección H : Concreto Reforzado  
C.F.E. México 1970.