

Nº-119  
REJ



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO DE CONEXIONES ENTRE  
ELEMENTOS PREFABRICADOS  
DE CONCRETO

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A  
CARLOS TORRES GARCIA

MEXICO D. F.

1992.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



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

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

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

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

## INDICE.

<b>ACEPTACION DE TEMA DE TESIS.</b>	<b>i</b>
<b>AGRADECIMIENTOS.</b>	<b>ii</b>
<b>INDICE</b>	<b>iii</b>
<b>CAPITULO I      INTRODUCCION.</b>	
1.1. Introducción.	2
<b>CAPITULO II      DESCRIPCION DE TIPO DE CONEXIONES.</b>	
2.1. Generalidades.	5
2.2. Conexiones articuladas.	6
2.2.1. Apoyos de las conexiones.	6
2.2.2. Desplazamientos.	7
2.2.3. Conexiones articuladas en la parte alta de la columna (CAA).	10
2.2.4. Conexiones articuladas en la parte media de la columna (CAM).	13
2.3. Detalles y descripción de conexiones típicas (viga-columna).	16
<b>CAPITULO III      COMPORTAMIENTO ANTE DISTINTOS TIPOS DE CARGA.</b>	
3.1. Comportamiento de uniones viga-columna de concreto reforzado.	29
3.2. Descripción de la transmisión de carga de una conexión prefabricada.	29
3.2.1. Medidas de alivio de tensión.	30
3.3. Modos de falla de los elementos que componen.	33
3.3.1. Analogía de la armadura.	35
3.3.2. Diagrama de cuerpo libre.	35
3.4. Estudios de laboratorio de conexiones sometidas a carga sísmica.	39
3.4.1. Clasificación de las conexiones ensayadas.	39
3.4.2. Conexión postensada.	39
3.4.3. Conexiones atornilladas.	42
3.4.4. Conexión compuesta.	46
3.4.5. Conexión soldada.	46
3.4.6. Conexión con pernos.	46
3.5. Otras investigaciones y perspectivas sobre conexiones.	50
3.6. Investigación del comportamiento de conexiones en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.	52
3.6.1. Introducción.	52
3.6.2. Resultado de los ensayos.	58

## CAPITULO IV REVISION DE ESPECIFICACIONES.

4.1. Factores de carga y tolerancias.	78
4.1.1. Factores de carga.	78
4.1.2. Tolerancias.	78
4.2. Fuerzas por cambios volumétricos.	80
4.2.1. Generalidades.	80
4.2.2. Contracción.	80
4.2.3. Fluencia.	81
4.2.4. Temperatura.	81
4.3. Fricción.	81
4.3.1. Fricción por cortante.	82
4.4. Aplastamiento.	83
4.4.1. Aplastamiento en concreto sin reforzar.	83
4.5. Vigas no desbastadas.	85
4.5.1. Aplastamiento en concreto reforzado.	85
4.6. Ménsulas de concreto reforzado.	88
4.6.1. Criterio de diseño del P.C.I.	88
4.6.2. Criterio de diseño de las NTCDF-87.	90
4.7. Vigas de extremo desbastado.	94
4.7.1. Momento y carga axial.	94
4.7.2. Agrietamiento de tensión diagonal en la esquina entrante.	95
4.7.3. Cortante directo en la parte final prolongada.	96
4.7.4. Tensión diagonal en la parte final prolongada.	96
4.7.5. Agrietamiento diagonal en la porción no desbastada.	97
4.7.6. Colocación alternativa del refuerzo.	99
4.8. Ménsulas de acero estructural.	99

## CAPITULO V EJEMPLOS DE DISEÑO.

5.1. Ejemplo No 1.	106
5.2. Ejemplo No 2.	116
5.3. Ejemplo No 3.	128

## CAPITULO VI CONCLUSIONES.

6.1. Conclusiones.	140
--------------------	-----

REFERENCIAS.	142
--------------	-----

# **CAPITULO I**

## **INTRODUCCION.**

## 1.1. INTRODUCCION.

En la actualidad se requiere que se desarrollen nuevos procesos y diseños constructivos de mayor versatilidad, esto lo podemos generar si se dispone de una producción en serie de los elementos de construcción, para reducir el tiempo y junto con esto reducir el costo de los mismos, es por esto que en la mayoría de las ocasiones, la construcción mediante elementos prefabricados de concreto suelen cumplir con estos requisitos, sin embargo, uno de los detalles constructivos de mayor importancia lo constituyen las conexiones entre los elementos, ya que de ellos dependerá la respuesta estructural de todo el conjunto.

El comportamiento de conexiones entre viga y columna de elementos prefabricados es distinto, y en ocasiones semejante, al de las conexiones hechas en obra, es lógico pensar que una conexión elaborada en forma tradicional adquiere monolitismo, mayor ductilidad y capacidad de absorber y disipar energía, por el contrario el comportamiento de las conexiones de elementos prefabricados de concreto, depende en gran medida de su buen diseño estructural que se haya propuesto, porque de no ser así lo único que se consigue es que la conexión sea frágil, lo que se debe evitar, puesto que se requiere dar una seguridad adecuada a la estructura y a los seres que en ella habitan.

Actualmente el diseño de las conexiones entre viga y columna de elementos prefabricados de concreto es de una gran variedad, van desde conexiones articuladas en la parte alta de la columna, conexiones articuladas en la parte media de la columna, aquellas conexiones que son simplemente apoyadas de concreto reforzado, conexiones atornilladas, presforzadas, con pernos, aquellas que permiten desplazamientos por cambios volumétricos, aquellas que los restringen, conexiones rígidas, conexiones que son capaces de soportar momentos debidos a cargas sísmicas, etc., Podemos decir que el objetivo principal que se persigue es diseñar la conexión para que adquiera un adecuado comportamiento estructural bajo las sollicitaciones a las que se encuentre sometida.

Dado que los tipos de conexiones entre elementos prefabricados de concreto son muy variados en este trabajo contemplaremos solo aquellas conexiones entre viga y columna.

Se dará una descripción de aquellas conexiones viga-columna más comunmente empleadas en el campo de la practica y se comentarán cada una de ellas.

El comportamiento que la conexión adquiera durante su vida útil es muy importante, es por esto que uno de los objetivos de este trabajo es el de reunir información acerca de investigaciones y ensayos de laboratorio realizados por diferentes instituciones sobre su comportamiento ante cargas sísmicas; se presenta también información de ensayos sobre conexiones realizadas en el Laboratorio de Estructuras del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

En el segundo capítulo se presenta una descripción de los tipos de conexiones más frecuentemente empleadas en zona sísmica, se hacen comentarios con respecto a su procedimiento constructivo.

En el tercer capítulo se hace un análisis de los mecanismos que intervienen en la respuesta estructural de la conexión prefabricada viga-columna ante cargas sísmicas. También se presentan resultados experimentales obtenidos en el extranjero y en Instituto de Ingeniería.

En el cuarto capítulo se hace una revisión de especificaciones para el diseño de conexiones viga-columna entre elementos prefabricados; se llevan a cabo ejemplos de diseño para que los conceptos planteados en las especificaciones adquieran mayor claridad.

Finalmente en el último capítulo se dan las conclusiones de este trabajo.

## **CAPITULO II**

### **DESCRIPCION DE TIPOS DE CONEXIONES.**

## 2.1. GENERALIDADES.

Es necesario que una conexión, y en general los elementos prefabricados de concreto que la componen, muestren ventajas importantes, como las que a continuación se citan:

- a) Rapidez de la ejecución de la construcción.
- b) Limpieza en la obra.
- c) Ahorro total o parcial de cimbrado.
- d) Acabados aparentes de buena calidad.
- e) Usos consecutivos de los moldes de colado.
- f) Desmontabilidad de la estructura en ocasiones.

Sin embargo, la mayoría de los procesos en la construcción no quedan exentos de algunas desventajas, en el caso de los elementos prefabricados podemos listar algunas de ellas:

- a) Se requiere de un equipo especial.
- b) Escasez de rigidez en algunas estructuras.
- c) Dificultad en el diseño de las conexiones.
- d) Necesidad de proyectar con detalle.
- e) Es necesario una adecuada supervisión.
- f) Pueden existir pérdidas de elementos por rupturas durante las maniobras de montaje.

Entre las conexiones se pueden distinguir dos tipos principalmente: Articuladas y Rígidas, y de estas se derivan muchos otros diseños; México como sabemos, está ubicado en zona de alta sismicidad, es por esto que la mayoría de las conexiones que se utilizan para edificios de un nivel son articuladas; También se emplean cuando no existen problemas en la transmisión de elementos mecánicos debidos a las fuerzas horizontales, confiando esta transmisión a otros elementos como muros rígidos, en ocasiones no se puede contar con estos elementos, es por esto que surge la necesidad de elaborar conexiones rígidas.

Por lo tanto las conexiones deben de cumplir con ciertos requisitos, como:

- a) Rigidez y monolitismo.
- b) Ductilidad.
- c) Seguridad.
- d) Sencillez.
- e) Precisión geométrica.
- f) Estabilidad durante el montaje.
- g) Resistencia al fuego y al intemperismo.

En los requisitos antes mencionados al parecer el más importante de ellos es el de la ductilidad, sobre todo si es necesario dar monolitismo a la estructura, si logramos la ductilidad en la conexión se puede esperar un comportamiento adecuado de la estructura y más aun cuando se presenta un sismo.

Al diseñar conexiones dúctiles, se logra la formación de articulaciones plásticas antes del colapso de la estructura e impide la falla frágil de esta.

## 2.2 CONEXIONES ARTICULADAS.

En lo general estas son las más sencillas y económicas, pues no es necesario una preparación previa ni trabajos complicados anteriormente al montaje de los elementos, además solo requieren pequeñas cantidades de acero, todos estos argumentos reducen notablemente los costos de las conexiones, este tipo normalmente es utilizado en cubiertas para naves industriales y en edificaciones de un nivel.

### 2.2.1 Apoyos de las conexiones.

En los apoyos de este tipo de conexiones se debe tener cuidado, ya que la carga viva no es del todo representativa, lo que la carga muerta, sí lo es, ya que es la que estará actuando permanentemente en la conexión.

Unas de las recomendaciones más sencillas a este respecto las dan Peterson y Janney, (Ref. 1)

Peterson propone que la presión en el apoyo sea:

$$p = 0.028 f'_c \sqrt[3]{(A_c/A_b)} \leq f'_c \quad 2.1$$

Donde:

- $A_c$  = Area total del elemento de apoyo,  $\text{cm}^2$ .
- $A_b$  = Area de contacto,  $\text{cm}^2$ .
- $p$  = Presión en el área de apoyo,  $\text{kg/cm}^2$ .
- $f'_c$  = Resistencia de diseño del concreto,  $\text{kg/cm}^2$ .

y según Janney, (Ref. 1).

$$p = 18.3 \sqrt{f'_c} (s/w)^{1/3} \quad 2.2$$

Donde:

- $p$  = Presión de apoyo,  $\text{kg/cm}^2$ .
- $w$  = Espesor del apoyo,  $\text{cm}$ .
- $s$  = Distancia del centro del apoyo al paño exterior del apoyo,  $\text{cm}$ .
- $f'_c$  = Resistencia de proyecto del concreto,  $\text{kg/cm}^2$ .

Nota: En el diseño de las conexiones utilizaremos el criterio del PCI, (Ref. 4).

Existen diversos tipos de apoyos, tres son típicos, los cuales mencionaremos a continuación.

### **Apoyo concreto sobre concreto.**

Este tipo de apoyo es de los menos usados, es recomendable cuando los esfuerzos en el apoyo son bajos (del orden de  $0.1f'c$ ), ya que no se garantiza una transmisión de esfuerzos uniforme debido a que las superficies de contacto no son completamente lisas. Por otra parte, al ser una conexión articulada se permite el giro en la trabe apoyándose en una de las aristas de la columna, provocando una concentración de esfuerzos, como se muestra en la figura 2.1, (Ref.2).

### **Apoyos a base de fibras químicas.**

Se considera que este tipo de apoyos son los más recomendables para las conexiones articuladas, estos generalmente son de Neopreno, cuando se presentan rugosidades en las áreas de los apoyos, los esfuerzos se distribuyen uniformemente por la plasticidad de este apoyo, evitándose concentraciones de cargas, (Ref. 2). Aunque se presente giro en la trabe se puede idealizar la distribución uniforme, pues se comprime sólo una área del cojín de apoyo, absorbiendo los incrementos de esfuerzos, como se ve en la figura 2.2, este tipo de apoyos permiten esfuerzos hasta de  $70 \text{ kg/cm}^2$ .

### **Apoyos formados por placas metálicas.**

El comportamiento de este tipo de apoyos es semejante al anterior, sólo que la distribución de esfuerzos se logra ganando espesor de placa, estas deberán estar debidamente ancladas por medio de varillas soldadas, para que los esfuerzos no se presente directamente sobre la superficie de contacto, sino que se transmitan por adherencia a lo largo de las varillas, una de las desventajas que tienen es el mantenimiento que necesitan las piezas metálicas expuestas a la intemperie, en la figura 2.3 se aprecian adecuadamente los detalles de estos apoyos, (Ref.2).

## **2.2.2. Desplazamientos.**

Una articulación permite giros y evita desplazamientos relativos, el desplazamiento vertical queda restringido debido a que se apoya la viga en la columna, por otro lado el desplazamiento horizontal puede o no restringirse según se requiera en el proyecto.

### **Desplazamientos horizontales restringidos.**

Esta restricción es típica si se hace de la siguiente manera, mediante un perno ahogado en la columna que atraviese a la trabe através de un agujero si es que la trabe es de peralte pequeño, o en su defecto que quede ahogado en la viga cuando ésta es de gran peralte, para que sea más claro en la figura 2.4 se observan los detalles generales.

En la práctica se hace una rosca en el extremo sobresaliente del perno, en el que se atornilla una tuerca con rondana, una vez que la viga ha sido colocada adecuadamente en su

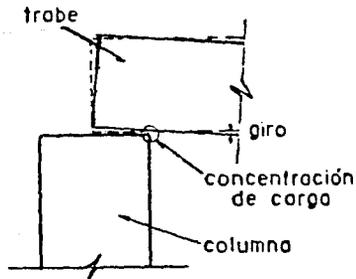


Fig. 2.1 Apoyo concreto sobre concreto. (Ref.2)

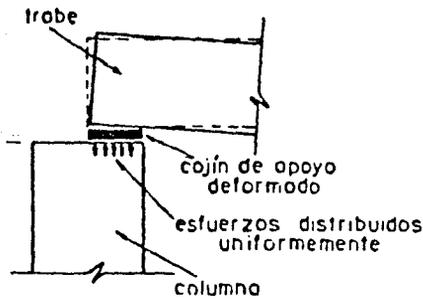


Fig. 2.2 Cojín que distribuye uniformemente los esfuerzos. (Ref.2)

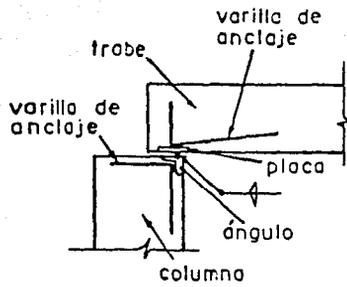


Fig. 2.3 Apoyo formado por placas metálicas. (Ref.2)

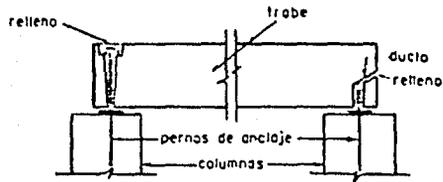


Fig. 2.4 Apoyo que restringe desplazamientos horizontales. (Ref.2)

sitio, se procede a rellenar el agujero con mortero pobre de cemento, solo para evitar el intemperismo que degradaría al perno, (Ref. 2).

### **Desplazamientos horizontales libres.**

Los desplazamientos por tensión pueden prevenirse si porciones de las conexiones permiten deslizarse para acomodar los cambios volumétricos. Algunos tipos de dispositivos de soporte son diseñados con características de deslizamiento, los más comunes como hemos dicho anteriormente son de tiras de plástico delgado. Los dispositivos de soporte de tetrafluoretileno (TFE, nombre comercial: Teflón) se usan también donde se desea una muy baja fricción.

Es práctica común utilizar ángulos con hoyos como se muestra en la figura 2.5, (Ref.3). Cuando estos son colocados de buena forma, estos permiten algún movimiento horizontal, pero restringen la rotación. Sin embargo, desde que la ranura es usada para el ajuste durante el montaje, se requiere cuidado de modo que el perno no se apoye contra el cabo de la ranura, de esta forma rechaza más lejos el movimiento en una dirección. En ocasiones a la hora del montaje se aprieta demasiado la tuerca del perno lo cual no se debe hacer puesto que lo que se desea es aliviar la restricción al movimiento por cambios volumétricos, es por esto que en las instrucciones de montaje se debe indicar esto con claridad. Se debe proporcionar una superficie tersa de baja fricción como se muestra en la figura 2.5.

### **2.2.3. Conexiones articuladas en la parte alta de la columna (CAA).**

#### **Conexión CAA1.**

Este tipo de conexión generalmente es de techo, es de las más simples y de las más económicas, su uso general se aplica a cubiertas, naves industriales o en edificios de un nivel. Se utilizan pernos anclados para proporcionar seguridad durante el montaje, este tipo de conexiones no permiten el desplazamiento horizontal. Una consideración recomendable es colocar estribos alrededor de los agujeros de la trabe para resistir esfuerzos axiales debidos a cambios volumétricos, sobre la columna pueden converger una o dos trabes. ver figura 2.6.

#### **Conexión CAA2.**

Esta conexión es una variante de la anterior, en la cual la viga tiene un voladizo como se muestra en la figura 2.7, en esta también se recomiendan las medidas tomadas para la conexión anterior.

#### **Conexión CAA3.**

Esta conexión es recomendable cuando incidan cargas ligeras y se tienen claros cortos, porque si se presentan deformaciones debidas a cambios por temperatura o flujo plástico, al restringir el desplazamiento de la viga pueden aparecer grietas o esfuerzos no previstos. Los accesorios de acero deben anclarse debidamente por medio de barras soldadas a ellos, al igual que en CAA2, pueden converger una o dos vigas como lo podemos apreciar en la figura 2.8.

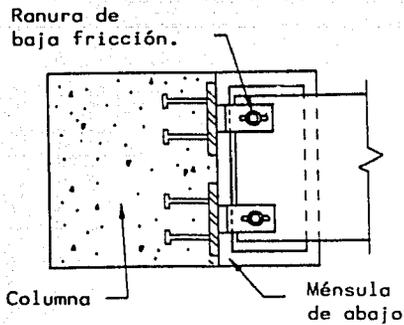


Fig. 2.5 Apoyo que permite desplazamientos. (Ref.3)

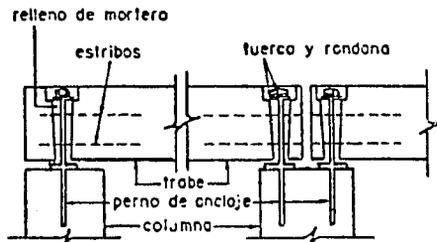


Fig. 2.6 Conexión articulada, CAA1. (Ref.2)

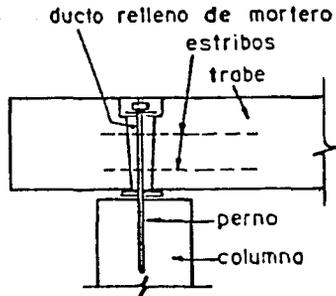


Fig. 2.7 Conexión articulada, CAA2. (Ref.2)

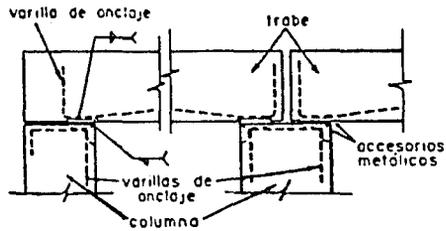


Fig. 2.8 Conexión articulada, CAA3. (Ref.2)

#### **2.2.4. Conexiones articuladas en la parte media de la columna (CAM).**

En general las recomendaciones que se dieron para las conexiones articuladas en la parte alta de la columna se aplican a estas conexiones, (Ref. 2).

##### **Conexión CAM1.**

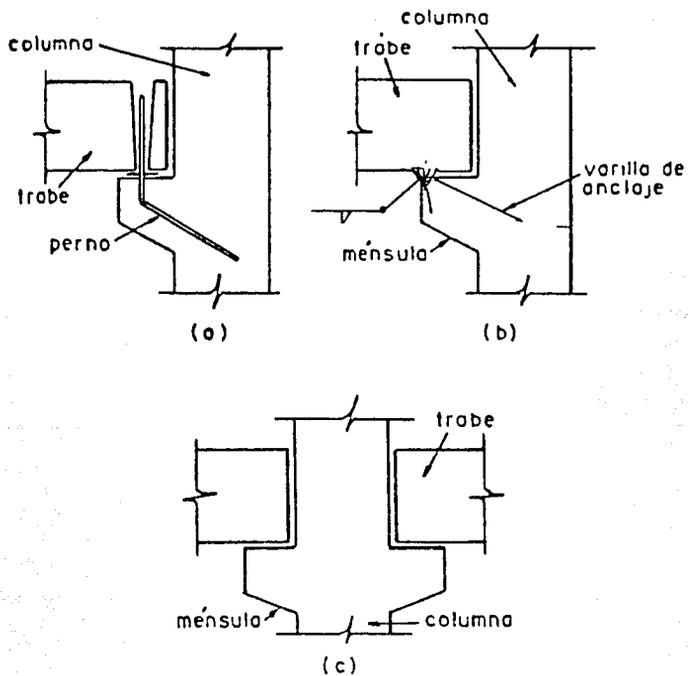
Esta conexión es utilizada cuando no existe restricción arquitectónica de que quede a la vista la ménsula, se puede utilizar cualquier tipo de apoyo descrito anteriormente. Si se utilizan pernos estos deben de anclarse hasta la columna como se aprecia en la figura 2.9 (a). Cuando se utilicen placas soldadas es conveniente utilizar soldadura de punto durante el montaje y posteriormente soldadura de filete completo cuando se hayan aplicado todas las cargas muertas, para reducir los esfuerzos altos que actúan en la soldadura, ver figura 2.9 (b).

La excentricidad que presenta la carga se debe de tomar en cuenta en el diseño, Cuando convergen dos vigas a la columna se puede recomendar lo que se aprecia en la figura 2.9.(c).

##### **Conexión CAM2.**

En la figura 2.10 se muestra este tipo de conexión que por algún motivo arquitectónico no se puede dejar a la vista la ménsula de la columna, esto nos obliga a diseñar una viga de extremo desbastado, debe tenerse cuidado con los esfuerzos cortantes en la ménsula y en el extremo prolongado de la viga, dado que la sección que soporta estos esfuerzos es por lo regular pequeña y su uso se limita a descargas de un orden intermedio.

Cuando se tienen cargas de gran magnitud, se opta por utilizar ménsulas de perfiles de acero estructural empotrados, esto se observa claramente en la figura 2.11, estos diseños de vigas de extremo desbastado y no desbastado así como las ménsulas las diseñaremos en el capítulo 5.



**Fig. 2.9** Conexión articulada en la parte media, CAM1.

(Ref.2)

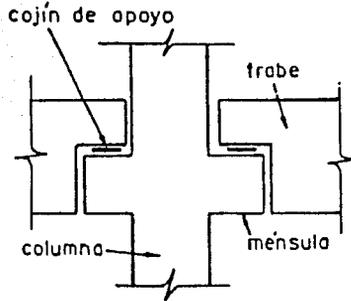


Fig. 2.10 Conexión articulada, CAM2., con ménsula de concreto.

(Ref.2)

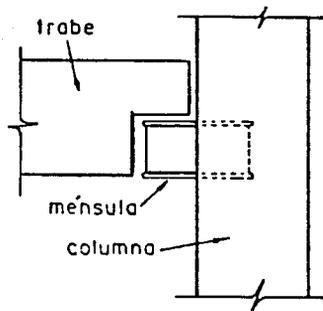


Fig. 2.11 Conexión articulada, CAM2., con ménsula de acero.

(Ref.2)

## **2.3. DETALLES Y DESCRIPCION DE CONEXIONES TIPICAS. ( VIGA - COLUMNA ).**

En esta sección identificaremos los detalles, así como la descripción gráfica y textual de la relevancia de este tipo de conexiones, todas ellas capaces de tomar cargas sísmicas.

Estas conexiones las clasificaremos como conexión viga-columna esto lo denotaremos como VC.

Para evaluar estas conexiones se reunieron aproximadamente 40 profesionales productores y miembros asociados al Instituto de Concreto Presforzado (Ref. 4), es por este motivo que la evaluación que ellos dan se compone de dos símbolos.

El primero de ellos es la evaluación referida a una estimación de su extenso uso en norte América:

- 1.- De uso común.
- 2.- No es de uso común.

El segundo símbolo de la evaluación se refiere a la aceptación de cada conexión, en general al aplicar esta estimación se supuso que la conexión se diseño satisfactoriamente para resistir las cargas impuestas, tal evaluación fué basada más por la simplicidad, durabilidad y alojamiento de cambio volumétrico que de las propias fuerzas y ductilidad. La estimación es como se menciona:

- BS.- Buena solución para situaciones de diseño especial.
- AS.- Aceptable para situaciones de diseño especial.
- BM.- Buena solución cuando es requerido un momento resistente.
- AM.- Aceptable cuando es requerido un momento resistente.

A continuación veremos la descripción y los detalles de algunas conexiones típicas capaces de resistir cargas sísmicas.

### Conexión Viga-Columna VC1.

Esta es una conexión comunmente usada cuando se desea resistencia a momento, las placas en la parte de arriba y de abajo de la viga se deben soldar a las placas de la columna. La conexión debe ser diseñada para resistir todas las fuerzas incluyendo la ocasionada por cambio volumétrico.

Ventajas.- Montaje fácil y rápido.

Desventajas.- La conexión esta expuesta, probablemente requiera protección.

Evaluación.- 1 AM.

Ver figura 2.12, (Ref.4).

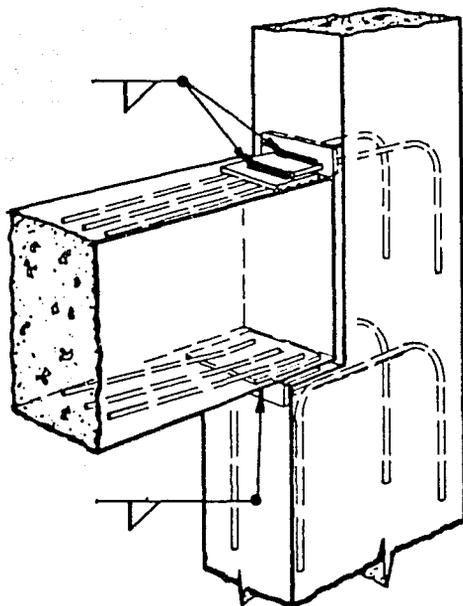


Fig. 2.12 Conexión viga - columna VC1.

### Conexión Viga-Columna VC2.

De las conexiones VC2 a VC5 muestran distintas variaciones del momento en la conexión. Este tipo de conexiones es el más comúnmente usadas en marcos dúctiles. Las vigas se alojan en la cabeza de la columna. Las placas de la viga se sueldan a los ángulos de las ménsulas de la columna, las cuales se conectan junto con el refuerzo. El acero a tensión es alojado en la parte alta en el sitio, después de el curado de la parte superior, la siguiente columna es montada sobre las barras de refuerzo salientes. Entre las dos se observa un método alternativo para dar continuidad al refuerzo de la parte de arriba.

Ventajas.- Resistencia completa de la conexión al momento.  
- Fácil campo de ajuste.

Desventajas.- Montaje lento, por colar y curar antes de colocar la siguiente columna.

Evaluación.- 1 BM.

Ver figura 2.13, (Ref. 4).

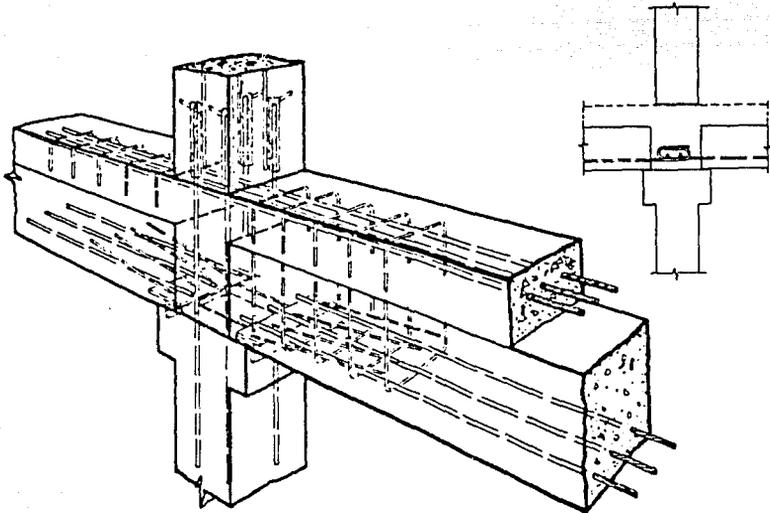


Fig. 2.13 Conexión viga - columna VC2.

### Conexión Viga-Columna VC3.

Esta conexión es similar a la VC2 excepto por que en la columna se omite la ménsula. Se requiere cimbras temporales para la viga prefabricada. La continuidad del refuerzo superior es alcanzada traslapando, soldando o anclando el refuerzo saliente, dependiendo de los espacios disponibles.

Ventajas.- Es una conexión limpia de salientes como las ménsulas.  
- No tiene acero expuesto.  
- Ver también VC2.

Desventajas.- Requiere de cimbras temporales durante su montaje.  
- Ver también VC2.

Evaluación.- 1 BM.

Ver figura 2.14, (Ref. 4).

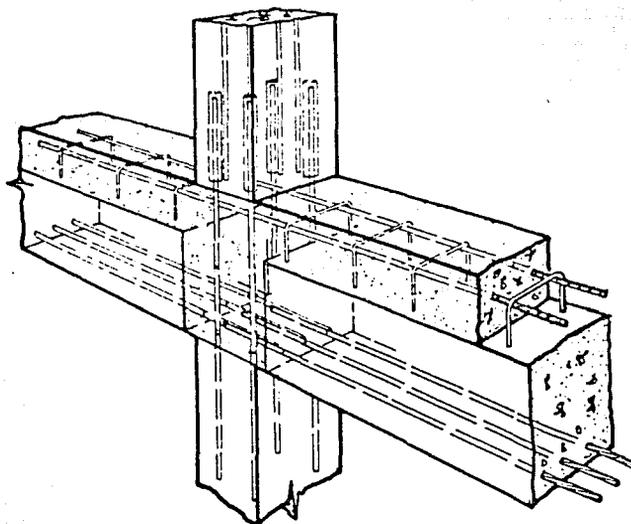


Fig. 2.14 Conexión viga - columna VC3.

### Conexión Viga-Columna VC4.

Esta conexión es de elementos prefabricados para varios pisos con ménsulas de concreto reforzado.

La viga se asienta en las ménsulas y las placas de la base se sueldan a los ángulos de las ménsulas, (algo alterno sería la VC2 y VC3 que también se pueden usar). El acero para momento negativo se coloca através de unas camisas en las columna. El montaje realizado en la parte de arriba se cura después de unir los elementos del piso.

Ventajas.- Resistencia completa de la conexión al momento.

- Las columnas para varios pisos son más económicas.
- El siguiente piso puede montarse después de completar el trabajo de concreto-colidado " in situ ".

Desventajas.- La parte de arriba de la conexión (ángulos y placas) requieren ser incombustibles.

- Soldar hacia arriba es complicado.
- Problemas de tolerancia con las camisas.
- Las vigas poco profundas requieren de puntales temporales.

Evaluación.- 1 BM.

Ver figura 2.15, (Ref. 4).

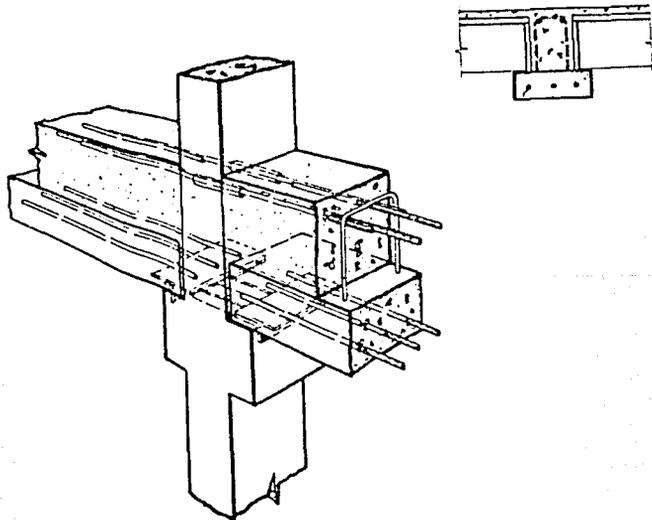


Fig. 2.15 Conexión viga - columna VC4.

### Conexión Viga-Columna VC5.

Esta es una conexión para resistir momento, en la cual la viga es prefabricada, la columna es hecha en el lugar. Las vigas tienen acero de refuerzo saliente de la parte final de la misma, este se traslapa y conecta con acero de refuerzo horizontal. Las vigas requieren de cimbra. El colado en la parte de la unión ( al final de la viga y en la parte alta de la misma ) da el terminado del piso.

**Ventajas.-** Resistencia completa de la conexión al momento.

- De fácil ajuste para las tolerancias.
- Uso de vigas prefabricadas de bajo costo y evitar las columnas prefabricadas de costos elevados.
- La conexión es oculta.
- El traslape del refuerzo es mucho más fácil que soldar.

**Desventajas.-** El montaje de los prefabricados requiere de esperar el colado de los elementos colados en sitio.

- Se requiere de cimbra.

**Evaluación.-** 2 AM.

Ver figura 2.16, (Ref. 4).

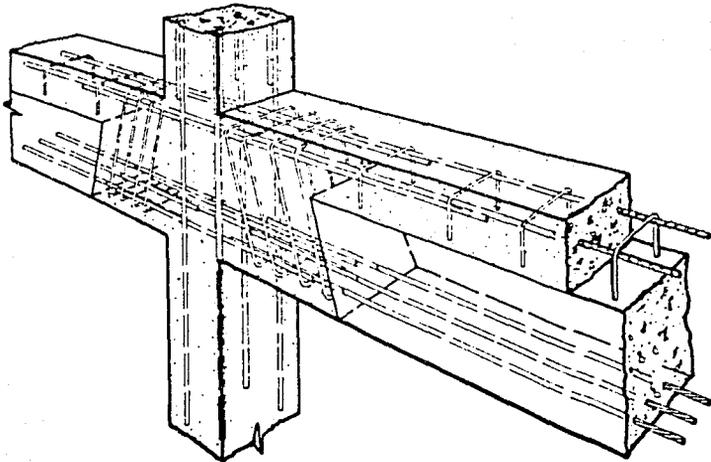


Fig. 2.16 Conexión viga - columna VC5.

### Conexión Viga-Columna VC6.

El postensado del tendón se da através de un ducto en la viga y en una camisa demasiado grande en la columna, el anclaje de las barras se vincula con el anclaje de la cavidad, el tendón es tensado en la otra parte final y asegurado en el hueco de la cavidad. Antes del tensado, el espacio entre la viga y la columna deberá de rellenarse de lechada.

En las dos ilustraciones las conexiones pueden ser hacia ambos lados o una columna de una sola ménsula con una cavidad según se desee.

Ventajas.- Resistencia de la conexión al momento, ( solo momento negativo ).  
 - La conexión es oculta.

Desventajas.- El esfuerzo debido al anclaje debe considerarse en el diseño de la columna.  
 - No es una conexión muy segura hasta que el tendón se cubre, a menos que se - suministre otro medio.

Evaluación.- 1 BM.

Ver figura 2.17, (Ref. 4).

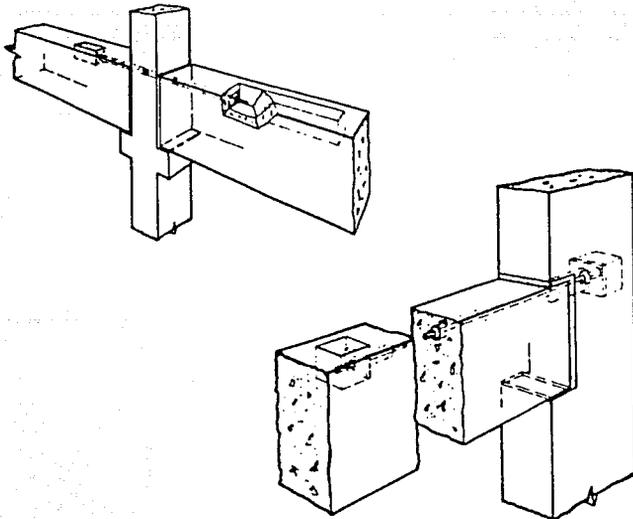


Fig. 2.17 Conexión viga - columna VC6.

### Conexión Viga-Columna VC7.

Esta conexión como es apreciable en la parte superior de la columna a diferencia de la VC6, el esfuerzo principal de la viga y de la columna son postensados.

Mientras que la VC6, el postensado del tendón se da através de ductos empotrados y son tensados después de rellenar de lechada los miembros asentados.

Esta conexión debe diseñarse para resistir carga lateral y momento flexionante.

Ventajas.- Resistencia de la conexión al momento.

- La conexión es oculta.

Desventajas.- No es una conexión muy segura hasta que el tendón se cubre, a menos de que se suministre un medio adicional.

- Sin un refuerzo adicional o un pretensado, las vigas deben apuntalarse.

Evaluación.- 1 BM.

Ver figura 2.18, (Ref. 4).

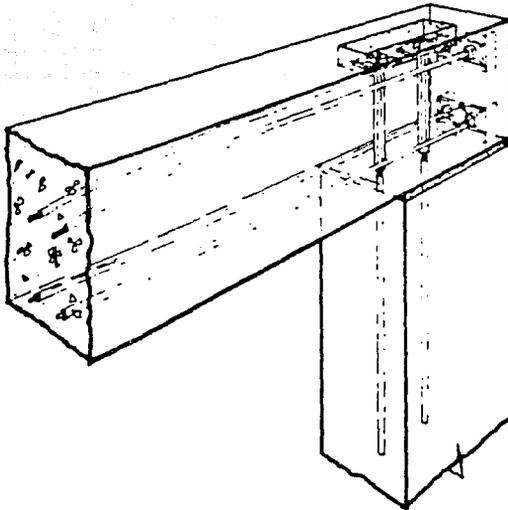


Fig. 2.18 Conexión viga - columna VC7.

### Conexión Viga-Columna VC8.

Esta conexión normalmente es usada con vigas " L ". La viga se coloca sobre los cojines en la cavidad de la columna o en la ménsula. Estas son atornilladas a la columna, por tornillos empotrados en la viga. Los tornillos se colocan cerca de la parte alta o de la parte baja de la viga, dependiendo de la dirección de la rotación por torsión debida a la excentricidad de la carga.

Ventajas.- Proveer de resistencia a la torsión.

- La conexión es oculta y protegida contra el fuego y corrosión, después de tapar los tornillos.
- Pocos problemas para la restricción de cambios volumétricos.

Desventajas.- Difícil localización y alineamiento de las camisas de los tornillos.

Evaluación.- 1 BS.

Ver figura 2.19, (Ref. 4).

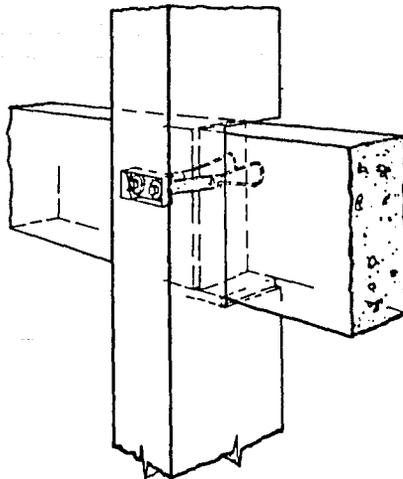


Fig. 2.19 Conexión viga - columna VC8.

### Conexión Viga-Columna VC9.

Esta es una conexión comúnmente usada, las vigas se asientan en una ménsula de acero empotrado y se sujetan a la columna atornillandola en la parte de arriba y de abajo de la viga.

Los ángulos sujetadores tienen una ranura vertical de un lado del ángulo, y en la otra cara tiene una ranura horizontal para poder dar un ajuste.

Los ángulos se pueden colocar en un hueco y luego se pueden cubrir.

Ventajas.- Suministrar resistencia a la torsión.

- No se necesita soldar.

Desventajas.- Dado que la conexión esta expuesta se requiere de darle protección contra el fuego y corrosión.

- El alineamiento y la conexión pueden ser difíciles.

Evaluación.- 1 AS.

Ver figura 2.20, (Ref. 4).

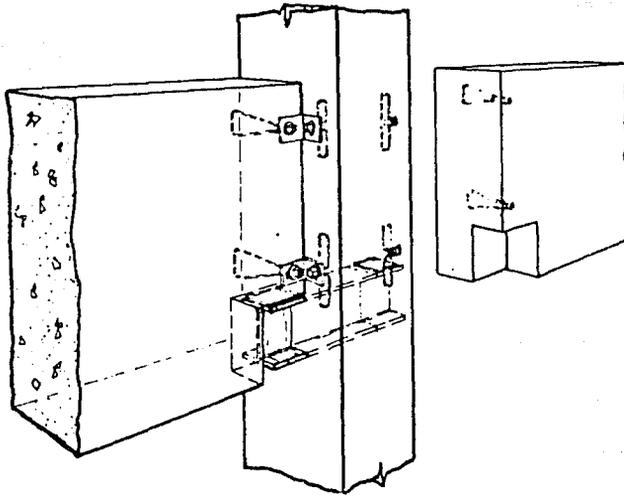


Fig. 2.20 Conexión viga - columna VC9.

### Conexión Viga-Columna VC10.

Esta conexión entre viga-columna es aceptable para situaciones especiales tales como cantilivers. La viga es montada sobre los cables de postensado, los cuales se han colado en conductos sobre la columna y este par de cables se empalma desde un nivel más bajo hasta una cavidad supuesta. La viga se fija y se calza, posteriormente se rellena de lechada, por debajo y por arriba. Cuando la lechada fue fijada, los cables han sido tensados y asegurados. Entonces la columna siguiente es montada.

Ventajas.- Conexión completamente para momento.

- El cantiliver de la viga atraviesa sin interrumpirse.
- La conexión es oculta y queda protegida contra la corrosión después de ser cubierta con la lechada.

Desventajas.- El montaje no es inmediato.

- El montaje tiene que esperar el tensado y la colocación de lechada.
- Posiblemente existan problemas con el alineamiento de los conductos.

Evaluación.- 2 AS.

Ver figura 2.21, (Ref. 4).

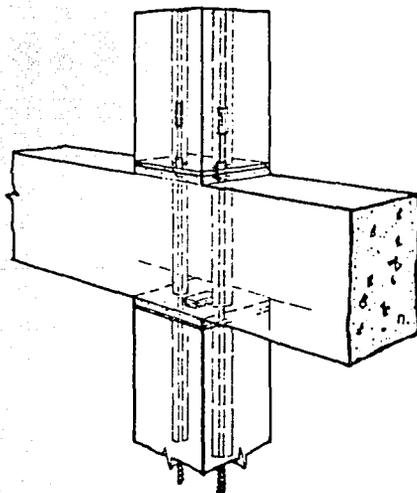


Fig. 2.21 Conexión viga - columna VC10.

### Conexión Viga-Columna VC11.

Esta conexión entre la viga y la columna es aceptable para situaciones especiales tales como cantilivers, la columna esta provista de cavidades y de una placa. Después de que la viga se monta y calza, se colocan los pernos roscados y se cuelan las camisas de los mismos, basta con que los pernos hayan quedado bien adheridos o confinados para poder montar la siguiente columna de igual forma.

Ventajas.- Montaje fácil y rápido.

- El cantiliver de la viga atraviesa sin interrumpirse.
- La conexión es oculta y queda protegida contra la corrosión, y después puede ser cubierta con lechada.
- Normalmente no existen problemas con las tolerancias.

Desventajas.- El alineamiento de las camisas es problemático.

- Los pernos salientes se pueden dañar fácilmente.

Evaluación.- 1 AS.

Ver figura 2.22, (Ref. 4).

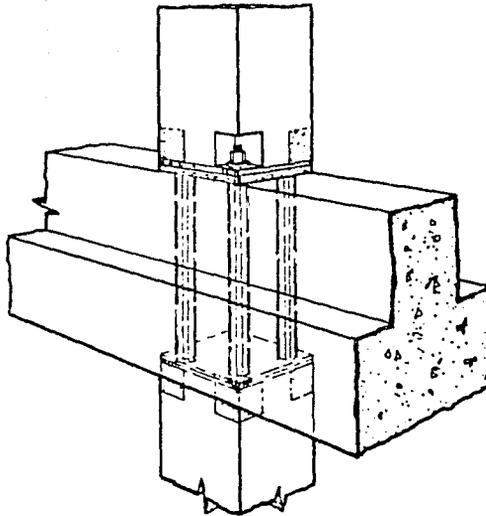


Fig. 2.22 Conexión viga - columna VC11.

**CAPITULO III**  
**COMPORTAMIENTO ANTE DISTINTOS**  
**TIPOS DE CARGA.**

### 3.1. COMPORTAMIENTO DE UNIONES VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO.

En las conexiones entre viga y columna de elementos reforzados de concreto, es importante conocer su comportamiento por considerar que cuando dichas conexiones son sometidas a cargas sísmicas se puede suponer que se forme una articulación plástica inmediatamente en la viga adyacente en la columna; esto puede dar como resultado una gran demanda de trabajo en la unión, este trabajo se refleja por la intensidad de grietas que se pueden llegar a presentar.

Sin embargo, hay que poner especial cuidado en la acción de la fuerza cortante en el núcleo de la conexión, éste deberá tener la resistencia suficiente al cortante o por lo menos ser igual a los cortantes producidos por las fuerzas en el refuerzo de la viga y de la columna de la unión.

Las acciones sísmicas en el interior del núcleo para cargas sísmicas se muestran en la figura 3.1, (Ref 5).

Por otra parte cuando se tienen una conexión de extremo entre una viga y una columna, un aspecto crítico particular puede surgir ciertamente en el exterior de la misma, en un plano cuando ésta es sujeta a cargas sísmicas.

Las acciones externas y las fuerzas internas generadas en torno de la unión se indican en la figura 3.2, (Ref. 5).

Donde:

$C_c$  = Compresión en el concreto.

$C_s$  = Compresión en el acero.

$T$  = Fuerza de tensión en el acero.

$V$  = Fuerza cortante.

Si determinamos la posición de la fuerza resultante, es aparente la tensión diagonal y la fuerza de compresión ( $f_t$ ,  $f_c$ ), éstas son inducidas en el corazón de la conexión.

La tensión diagonal puede ser alta cuando la capacidad última de los elementos contiguos es desarrollada y ésta puede conducir a un extenso agrietamiento diagonal.

La tensión diagonal es influenciada por el acero a flexión y la magnitud de carga axial de compresión de la columna.

### 3.2. DESCRIPCION DE LA TRANSMISION DE CARGA DE UNA CONEXION PREFABRICADA.

En las estructuras de concreto prefabricado existen varios problemas, sin embargo, se pueden reducir si se toman las consideraciones apropiadas para la estabilidad y equilibrio de éstas estructuras en su estado normal y también durante su montaje y construcción.

Si utilizamos el diagrama de cuerpo libre de la figura 3.3 se observan las cargas y reacciones que se requieren para el equilibrio, éste es un ejemplo típico el de una trabe de sección "L", como el de la figura 3.3.

Debido a la excentricidad de la carga, la viga está sujeta a torsión, con tendencia a girar en la ménsula, para prevenir el giro, es apropiado que las conexiones en su diseño contemplen las fuerzas de torsión actuantes, si ese es el caso.

Como se sabe el diseño de las conexiones se apoya principalmente en ecuaciones empíricas es por esto que es muy importante dar un enfoque de los mecanismos para transmitir las cargas, para hacer esto, es necesario identificar el camino de transmisión de las cargas.

El objetivo de una conexión es transmitir las cargas de un elemento prefabricado a otro elemento prefabricado o de un elemento prefabricado a otro miembro de la estructura. En la mayoría de los casos las cargas se transmiten através de varios elementos de la conexión mediante diversos mecanismos.

Ilustrando esto, un ejemplo claro es la ménsula de acero mostrada en la conexión de la figura 3.4.

Cada una de estas cargas producen mecanismos de transferencia de las fuerzas que se usan para diseñar los correspondientes elementos de la conexión, en este caso se ejemplifico la transmisión de cargas mediante una conexión desbastada.

Para evitar una forma de penetración del exterior de la ménsula de acero ésta fue soldada a la columna mediante una placa.

La carga  $W$  es transmitida hacia la columna por el mecanismo descrito a continuación, (Ref. 3).

- 1.- Zona para transportar cortante en la viga.
- 2.- Zona de transmisión de la compresión a la ménsula através del cojín de apoyo.
- 3.- Ménsula de acero, en la cual actúa el cortante y flexión.
- 4.- A través de la placa mediante soldadura se empotra la ménsula a la columna.
- 5.- El empotramiento de acero se ahoga en el concreto através de la columna.

La fuerza de tensión  $T$  es producida por la resistencia al cambio volumétrico de acortamiento, siguiendo el siguiente camino:

- 6.- Adherencia de la viga de concreto con las barras de refuerzo.
- 7.- Barras de refuerzo angulares soldadas.
- 8.- Cojín deformable en el cual se genera fricción con el acero en la parte superior e inferior del mismo, la mayoría de las fuerzas por cambio volumétrico se liberan através de la deformación del cojín.
- 9.- Una pequeña cantidad de la fuerza de tensión es transmitida através de la soldadura de la placa de acero al empotramiento.
- 10.- Fuerzas transmitidas al empotramiento resistidas por pernos salientes.

### **3.2.1. Medidas de alivio de tensión.**

En la mayoría de los casos, para asegurar la integridad estructural se prefieren las conexiones que permiten movimientos relativos entre miembros prefabricados a aquellos que imponen una restricción considerable. Las fuerzas debidas a la restricción pueden ser verdaderamente grandes y ser significativas al diseño de los miembros de la conexión.

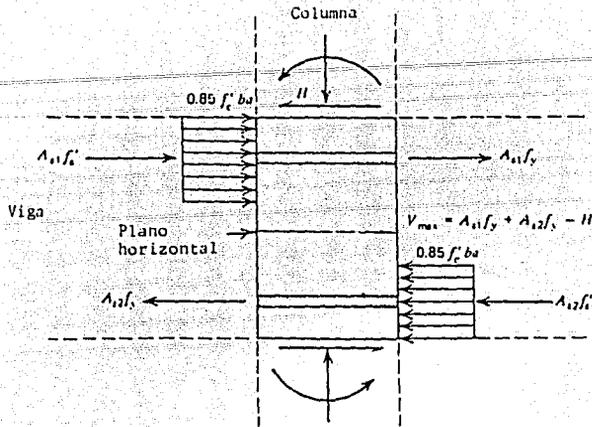
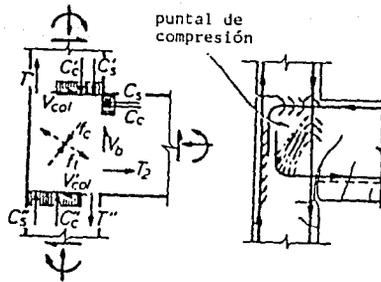
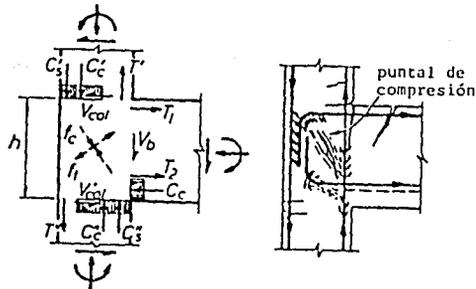


Fig. 3.1 Equilibrio de fuerzas, debido a acciones sísmicas. (Ref.5)



(a) Momento positivo aplicado a la viga



(b) Momento negativo aplicado a la viga  
 NOTA: No se muestra todo el refuerzo

Fig. 3.2 Fuerzas que actúan internamente en la conexión exterior.

(Ref.5)

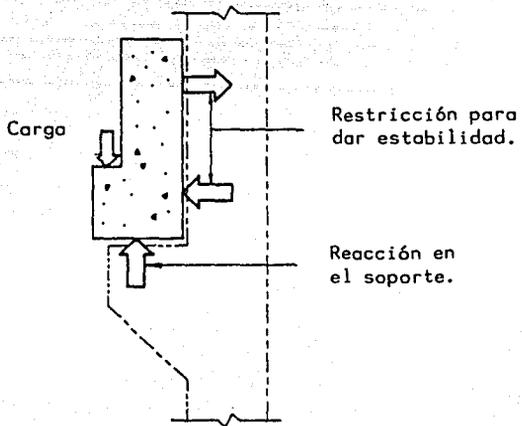


Fig. 3.3 Equilibrio de una viga simplemente apoyada en una ménsula de concreto. (Ref.3)

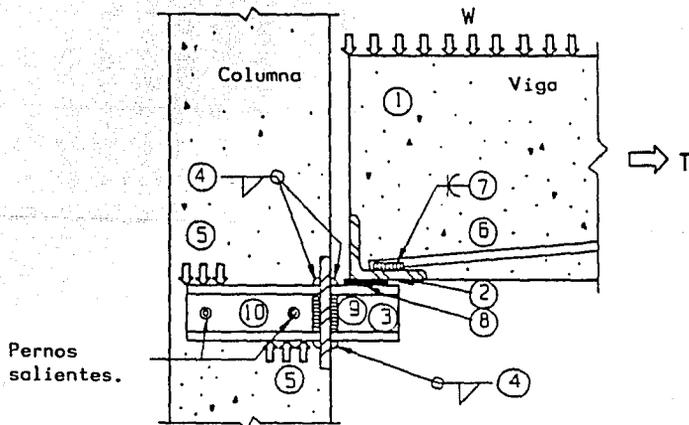


Fig. 3.4 Curso de transmisión de cargas. (Ref.3)

El alivio de la restricción es deseable para cargas debidas al cambio volumétrico y por la presencia de sismos.

Se requiere poner vital atención y cuidado en el diseño de conexiones que suministran alivio de restricción, además de que también deben resistir las cargas laterales. En general es deseable conectar todos aquellos elementos necesarios para resistir las cargas laterales, y todas las demás conexiones deberían de estar diseñadas para tomar en cuenta movimientos de los elementos.

### 3.3. MODOS DE FALLA DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN.

De forma análoga, así como se toman consideraciones para la transmisión de cargas, el calculista deberá examinar cada posible modo de falla en la conexión incluyendo las partes que la componen, en algunas conexiones simples los modos de falla suelen ser completamente aparentes, en otras puede no serlo, y en todas aquellas que se prueban en laboratorio se requiere determinar su comportamiento.

Un ejemplo claro en donde se presentan las posibles fallas en el extremo desbastado de una viga se aprecia en la figura 3.5.

En el manual de diseño del P.C.I., (Ref. 3), lista cinco modos posibles de falla, los cuales deben de analizarse y diseñarse para el extremo desbastado de la viga, las causas de esto y su descripción se muestra en las siguientes fallas típicas de la figura 3.5.

- 1.- Falla por flexión y carga axial.
- 2.- Agrietamiento por tensión diagonal en la esquina entrante.
- 3.- Falla por cortante directo en la parte final prolongada de la viga.
- 4.- Falla por tensión diagonal en el extremo prolongado.
- 5.- Falla por tensión diagonal en la viga.

Recientemente, el fondo de investigación del P.C.I. en general confirmo la necesidad de enfocar los cinco modos de falla mostrados anteriormente, pero para una nueva geometría de la viga, figura 3.6, (Ref. 3).

Esta investigación propuso diferentes refuerzos en el extremo desbastado y en la parte angosta del alma tal que exista doble soporte.

Las fallas típicas observadas en un ensaye mostró lo siguiente, ver figura 3.6.

Comparando las figuras 3.5 y 3.6 muestran las mismas fallas excepto la falla 3, lo cual indica una buena correlación entre los supuestos modos de falla del diseño y de lo observado en los ensayes, es práctica recomendable poner especial atención a las dimensiones y proporciones de los elementos y un apropiado detallado de las mismas.

Algunas posibles fallas pueden ser evitadas, el diseño suele ser limitado en no considerar otras posibles fallas, por ejemplo, el eliminar la fuerza cortante media en la prolongación final de las fallas 3 y 4 de la figura 3.5, pueden ser evitadas.

Por otro lado, se propone prolongar la longitud de desarrollo del refuerzo horizontal una distancia de 1.7 veces la longitud de desarrollo que el ACI recomienda, como se muestra en la figura 3.6.

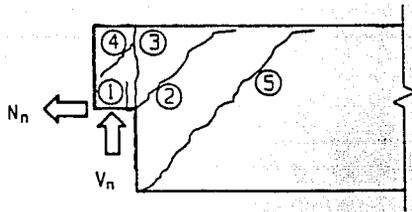


Fig. 3.5 Posibles modos de falla en el extremo desbastado. (Ref.3)

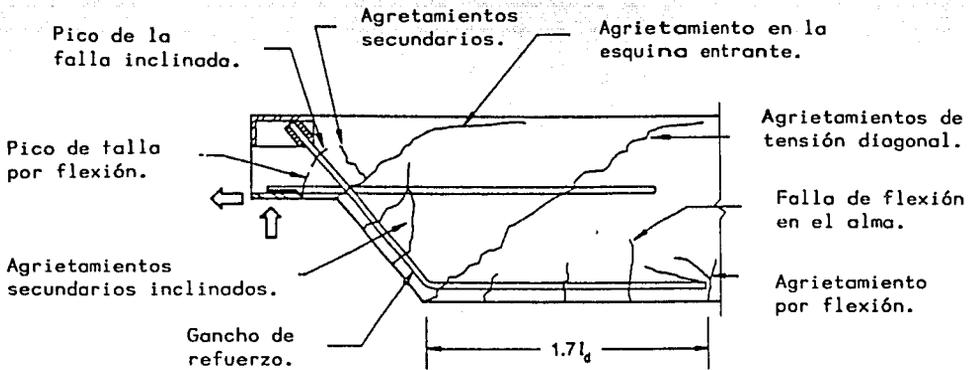


Fig. 3.6 Fallas típicas en el extremo desbastado. (Ref.3)

La fuerza que se produciría en esta zona la aseguramos con el desarrollo del gancho de refuerzo, y evitamos la presencia de fallas prematuras debidas a la tensión diagonal crítica. La fuerza en el anclaje de refuerzo se puede determinar con " La analogía de la armadura " o con el equilibrio del " Diagrama de cuerpo libre " para suministrar información adicional al diseño.

### **3.3.1. Analogía de la armadura.**

La analogía de la armadura ha sido bien establecida como una base para el diseño de vigas. También ha sido usada acertadamente para proporcionar por lo menos información cualitativa en muchos conceptos de concreto pretensado y prefabricado. Si en un modelo de armadura válido para una conexión puede desarrollarse, entonces el diseño de la conexión comprometería el uso de los principios fundamentales de equilibrio y compatibilidad, eliminando así la necesidad para una gran cantidad de empirismo en el diseño de conexiones.

El modelo de la analogía de la armadura puede comprobarse usando métodos analíticos tales como el método del elemento finito o puede basarse en pruebas de laboratorio. Por ejemplo, de pruebas de fotoelasticidad las trayectorias de tensión en una ménsula y en una prolongación de viga se muestran en las figuras 3.7 y 3.8 respectivamente. Las analogías de la armadura correspondiente se aprecian en las figuras 3.9 y 3.10. Otro ejemplo de analogía de la armadura se ve en la figura 3.11 para una viga de extremo desbastado.

### **3.3.2. Diagrama de cuerpo libre.**

El concepto de diagrama de cuerpo libre debería usarse libremente para proporcionar información referente al equilibrio y estabilidad de la conexión con respecto a la estructura completa. También debería usarse en conjunción con ecuaciones estáticas para evaluar y verificar fuerzas en varios componentes de una conexión. Como un ejemplo del uso del diagrama de cuerpo libre , en la figura 3.12 se muestra claramente el diagrama de cuerpo libre de un soporte doble de la prolongación final de la viga con respecto a la fisura de la esquina entrante identificada en la figura 3.6. Este diagrama de cuerpo libre puede usarse para calcular las fuerzas de tensión,  $F$  y  $T$ , y la fuerza de compresión  $C$ .

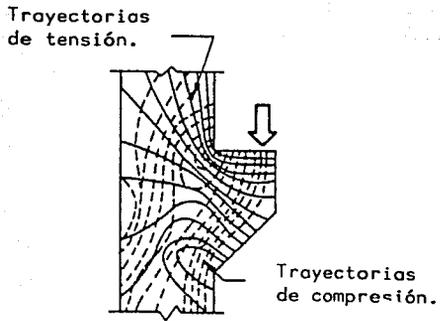


Fig. 3.7 Trayectorias de esfuerzo en la ménsula. (Ref.3)

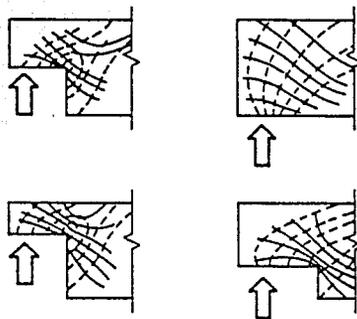


Fig. 3.8 Trayectorias de esfuerzo en el final de la viga. (Ref.3)

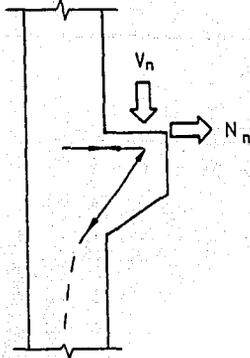


Fig. 3.9 Analogía de la armadura para la ménsula.  
(Ref.3)

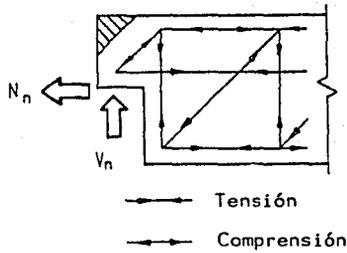


Fig. 3.10 Analogía de la armadura para el extremo desbastado. (Ref.3)

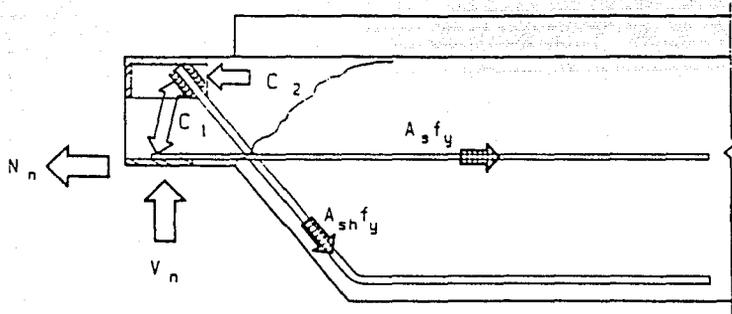


Fig. 3.11 Analogía de la armadura. (Ref.3)

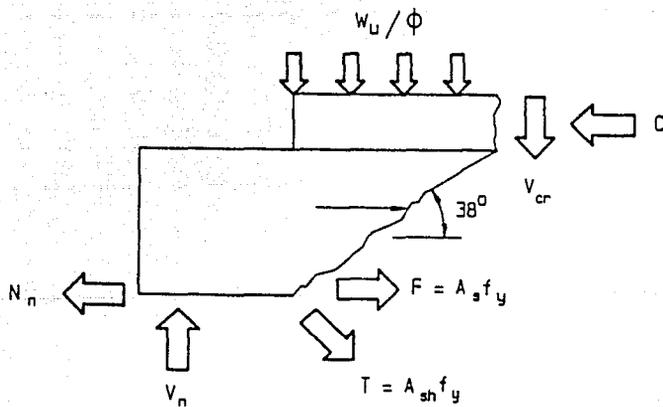


Fig. 3.12 Diagrama de cuerpo libre aplicado a la esquina entrante.

(Ref.3)

### **3.4. ESTUDIOS DE LABORATORIO DE CONEXIONES SOMETIDAS A CARGA SISMICA.**

A continuación se muestra una recopilación de información de investigaciones sobre el comportamiento de siete conexiones resistentes a momento, de elementos prefabricados y parcialmente presforzados, y columnas prefabricadas, dichas investigaciones fueron coordinadas por Catherine Wolfram, Charbel Tarzinkhan y Viswanath Jayashankar, (Ref.6), (Ref.7), (Ref.8), los tipos de conexiones son: Postensadas, Atornilladas, Compuesta, Soldada y con Pernos. Las conexiones atornilladas fueron propuestas por los investigadores para comparar el comportamiento del concreto reforzado ordinario en sistemas prefabricados y las conexiones de pernos las propuso la industria de acero de Estados Unidos de Norte América.

Seis de estos especímenes estudiados, son conexiones exteriores viga-columna, y el séptimo es una conexión interior, los detalles de armado y disposición de ensayos se muestran en la figura 3.13.

#### **3.4.1. Clasificación de las conexiones ensayadas.**

En estos ensayos llevados a cabo en la universidad de Minnessota, (Ref.7), la proposición de los diferentes tipos de conexiones se clasifica según su diseño.

- 1.- Conexión Postensada.
- 2.- Conexiones Atornilladas.
- 3.- Conexión Compuesta.
- 4.- Conexión Soldada.
- 5.- Conexión con Pernos.

A continuación daremos una breve explicación de la forma y detalles de cada una de estas conexiones.

#### **3.4.2. Conexión Postensada.**

Esta está compuesta por dos barras postensadas de diámetro de 3.59 cm ( 1<sup>1/8</sup>" ), las barras se introducen en un ducto corrugado que atraviesa toda la columna, estas barras se anclan con tuercas en una caja de anclaje de 88.9 cm. (35"). Las varillas se tensaron al 70 % de su resistencia última, así los ductos se rellenaron de lechada de cemento. Los diagramas de capacidad de momento y detalle de la conexión se observan en la figura 3.14, en este ensayo realizado a esta conexión se presentó la falla de la misma fuera de la región de la unión, y su gráfica de carga-deformación se aprecia en la figura 3.15 en la cual en los ciclos de histéresis se aprecia una adecuada absorción y disipación de la energía.

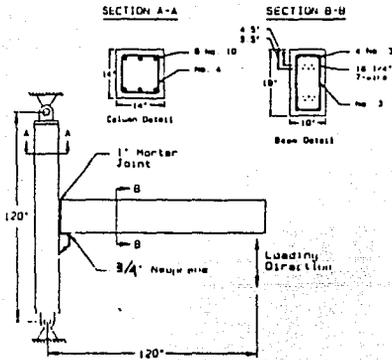


Fig. 3.13 Detalles del ensayo y de las conexiones de prueba.

(Ref.6)

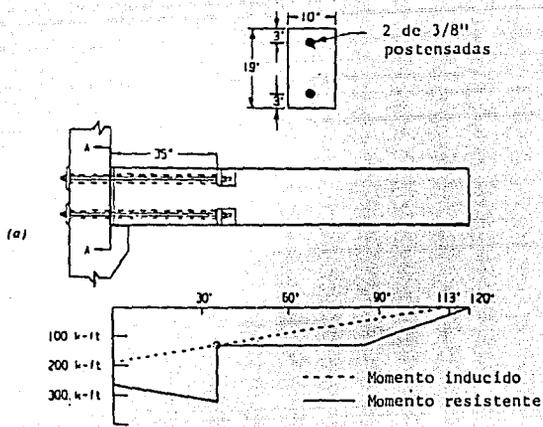


Fig. 3.14 Conexión postensada, detalles de su sección transversal y capacidad de momento.  
(Ref.6)

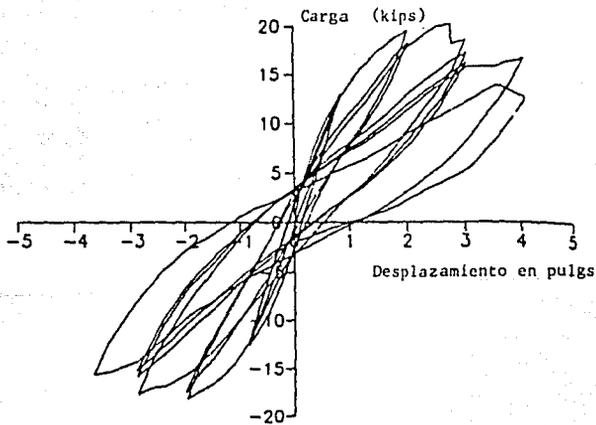


Fig. 3.15 Gráfica carga - desplazamiento para la conexión postensada.  
(Ref.6)

### **3.4.3. Conexiones Atornilladas.**

#### **Conexión Atornillada A.**

En esta unión se utilizaron cuatro pernos de 2.89 cm. de diámetro ( 1 <sup>1/8</sup>" ), el anclaje fue el mismo que en el caso anterior, la viga fue diseñada para desarrollar una distribución de la articulación. La primera articulación plástica surgió cuando los tornillos cedieron en la parte adyacente a la columna dado que el acero sufrió un endurecimiento secundario, los diagramas de capacidad de momento y detalles de la conexión se aprecian en la figura 3.16, en la gráfica de carga-deformación de la figura 3.17 se ve perfectamente el comportamiento de los primeros ciclos en el rango lineal y posteriormente al aumentar la carga la conexión entra en un comportamiento no lineal, teniendo la capacidad de absorber y disipar energía suficiente, la falla de la unión se presentó fuera de la región de la conexión.

#### **Conexión Atornillada B.**

Esta conexión es similar a la conexión atornillada A, sin embargo existen dos diferencias, la localización de la articulación plástica y el anclaje del refuerzo en la conexión.

En esta conexión se utilizaron barras roscadas de 2.22 cm. de diámetro ( 7/8" ), estas barras se anclaron con ganchos a 90° en el interior de la columna, se extendieron ductos corrugados a 88.9 cm ( 35" ) del paño de la columna para hacer pasar las barras de 2.22 cm. ( 7/8" ), estas se conectaron a los anclajes a 90° mediante un cople, la falla anticipada en la zona de interfase es evidente mostrarla en la figura 3.18, así como su diagrama de capacidad de momento y detalles de la misma.

En la figura 3.19 se distinguen los ciclos de la gráfica de carga-desplazamiento, la falla de la conexión se presentó dentro de la región de la unión.

#### **Conexión Atornillada C.**

En ella se representó la única conexión interior y tiene una modificación adicional con respecto a los modelos atornillada A y B, en el modelo B se utilizaron barras roscadas de 2.22 cm. de diámetro ( 7/8" ) ancladas de tal forma que restringieran el desplazamiento del refuerzo, sin embargo, si se presentó, para evitar esto el modelo C, se ancló como lo podemos ver en el detalle de la figura 3.20 así como su diagrama de capacidad de momento.

Por lo tanto en el otro extremo se anclaron las barras en una caja de anclaje con tuercas, a una distancia de 88.9 cm ( 35" ) como en el caso de del modelo B, debido a que las vigas tanto del lado derecho como del izquierdo tiene diferente composición se ensayaron en distinta forma, arrojando datos diferentes, la gráfica de carga-deformación se aprecia en la figura 3.21, la falla de esta conexión se dio dentro de la región de la unión.

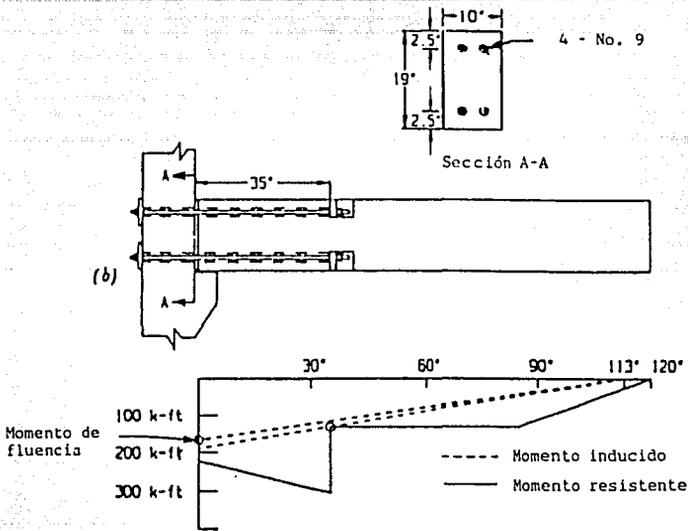


Fig. 3.16 Conexión atornillada, detalles de su sección transversal y capacidad de momento, A.  
(Ref.6)

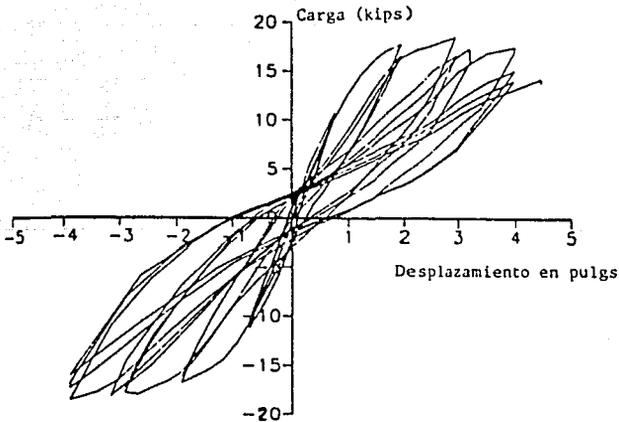


Fig. 3.17 Gráfica carga - desplazamiento para la conexión atornillada, A.  
(Ref.6)

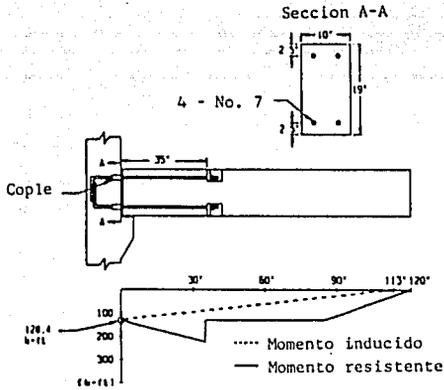


Fig. 3.18 Conexión atornillada, detalles de su sección transversal y capacidad de momento, B.  
(Ref.7)

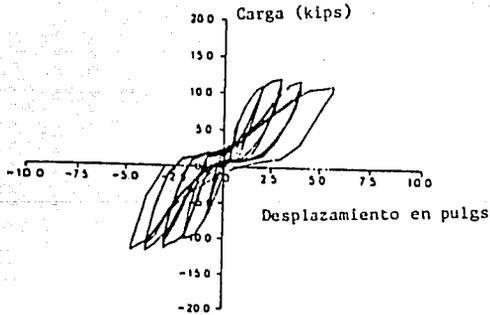


Fig. 3.19 Gráfica carga - desplazamiento para la conexión atornillada, B.  
(Ref.7)

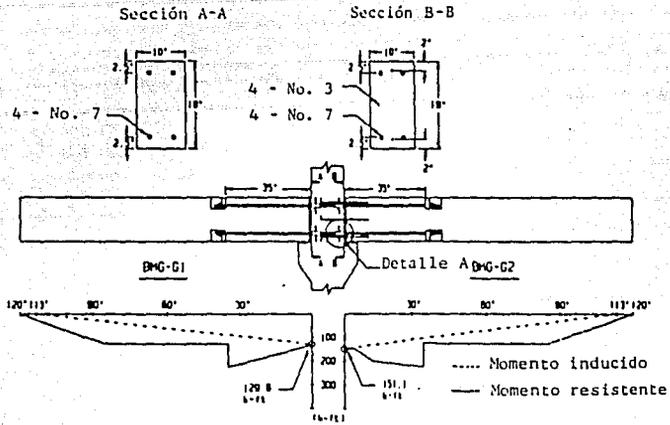


Fig. 3.20 Conexión interior atornillada y detalles de la sección transversal, C.

(Ref.7)

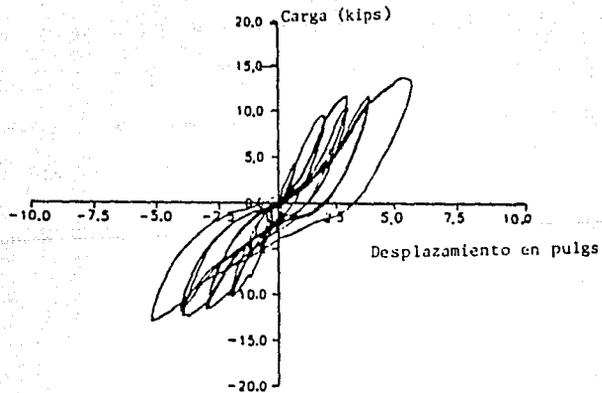


Fig. 3.21 Respuesta carga - desplazamiento para la conexión atornillada, C.

(Ref.7)

### **3.4.4. Conexión Compuesta.**

Esta es la única conexión en la cual la sección transversal es compuesta, la parte superior media fue colada en obra, mientras que la inferior fue prefabricada y presforzada. En la parte reforzada y colada en obra cuenta con tres barras de 2.86 cm. de diámetro (  $1\frac{1}{8}$ " ), y en la parte inferior prefabricada se colocó una barra postensada de 0.95 cm. (  $\frac{3}{8}$ " ). En este espécimen se observó que las regiones de las articulaciones superior e inferior se ubicaron en distintas partes, la falla se llevó a cabo fuera de la región de la unión, los detalles y diagrama de capacidad de momento se ven en la figura 3.22, y la gráfica carga-deformación en la figura 3.23, notando una mejor ductilidad que las conexiones anteriores.

### **3.4.5. Conexión Soldada.**

En este espécimen, las placas de asiento se empotraron soldándolas con dos barras de 3.49 cm. de diámetro (  $1\frac{3}{8}$ " ) y una de 1.59 cm. (  $\frac{5}{8}$ " ), dos placas de 25.4 x 21.5 x 5.1 cm ( 10 x 6 x 2" ) se colocaron en las esquinas de las vigas con un anclaje de 88.9 cm ( 35" ) y se soldaron con las placas correspondientes de columna, la placa superior de la columna se ancló con barras dobladas a 180° en el interior de la columna y para dar rigidez en esta parte se utilizaron escuadras triangulares de 7.6 x 10.2 x 2.5 cm. ( 3 x 4 x 1" ) de 2.54 cm. ( 1" ) de espesor y en la parte inferior fue soldada a un ángulo de 15.2 x 15.2 x 2 cm. ( 6 x 6 x  $\frac{3}{4}$ " ) alojado en la ménsula, ver figura 3.24, en esta conexión se presentó la falla fuera de la región de la unión, la gráfica de carga-desplazamiento se puede ver en la figura 3.25, es claro de apreciar que en esta conexión se disipó mucho más energía dado que los desplazamientos son mayores.

### **3.4.6. Conexión con Pernos.**

La falla de esta conexión se presenta dentro de la región de la unión, este espécimen en cada uno de los torones se introdujeron en tubos de plástico, con una longitud de 66 cm. ( 26" ) a partir del paño de la columna, y de esta forma promover la formación de la articulación plástica en la porción del concreto armado comúnmente de la viga. El refuerzo primario longitudinal en la región de la falla consistió de 4 barras de 1.90 cm. (  $\frac{3}{4}$ " ) ancladas a ángulos colocados en las esquinas superior e inferior de la viga, además de pernos de 3.18 cm. (  $1\frac{1}{4}$ " ) de diámetro, en la figura 3.26 se aprecian los detalles de la conexión y la gráfica de capacidad de momento, y en la gráfica 3.27 se distingue el comportamiento del desplazamiento ocurrido cuando se cargaba el espécimen.

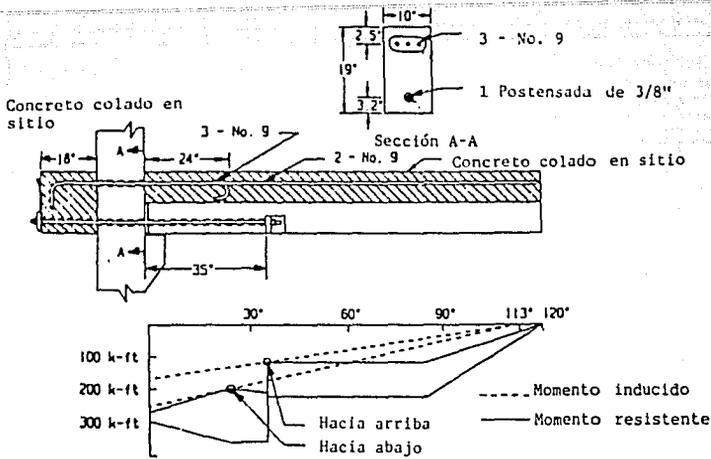


Fig. 3.22 Conexión compuesta, concreto colado en el lugar y postensada.

(Ref.6)

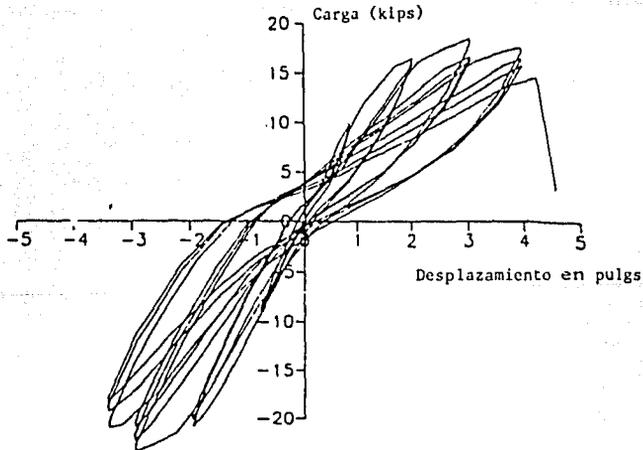


Fig. 3.23 Curva carga - deflexión de la conexión compuesta.

(Ref.6)

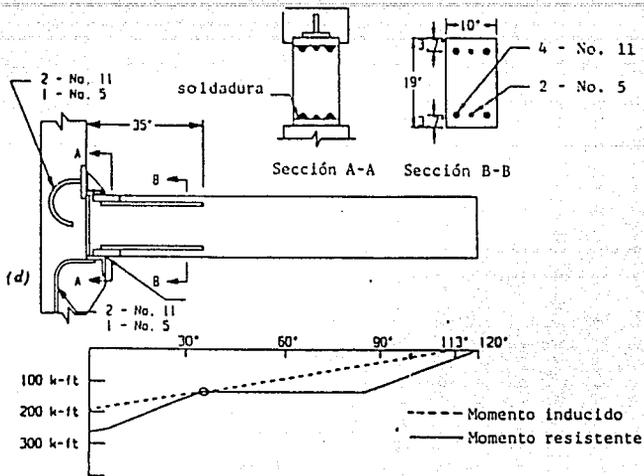


Fig. 3.24 Conexión soldada, detalles, sección transversal y capacidad de momento. (Ref.6)

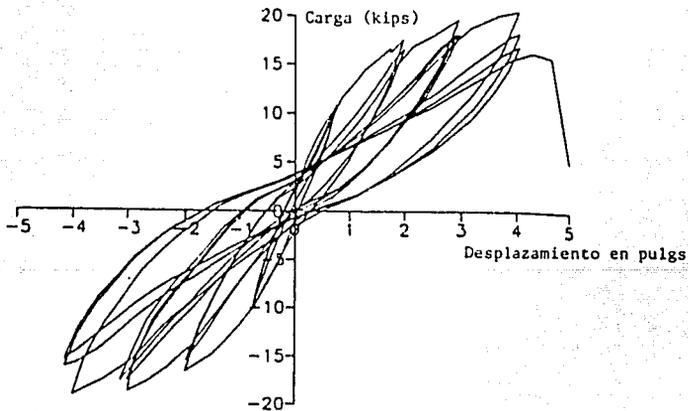


Fig. 3.25 Curva carga - deflexión, conexión soldada. (Ref.6)

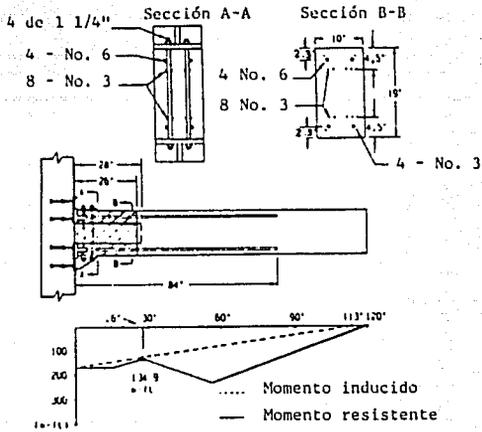


Fig. 3.26 Conexión atornillada, detalles, sección transversal y capacidad de momento.  
(Ref.7)

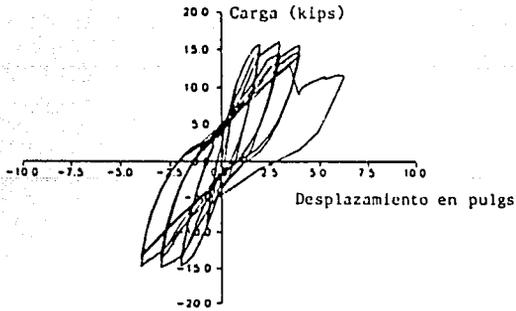


Fig. 3.27 Gráfica carga - deflexión, conexión atornillada. (Ref.7)

### 3.5. OTRAS INVESTIGACIONES Y PERSPECTIVAS SOBRE CONEXIONES.

Con el objetivo de mejorar el conocimiento del comportamiento de las conexiones de elementos prefabricados de concreto, varias organizaciones ponen todo de su parte para llevar a cabo estas metas, tal es el caso de " The National Science Foundation ", junto con el P.C.I. y " The Precast Concrete Manufacture Association of California " ( PCMAC ), (Ref.8); quienes recientemente firmaron un acuerdo para financiar tres años de un programa de investigación llamado PRESSS ( Precast Seismic Structural Systems ), cuyos objetivos son:

- Desarrollar recomendaciones de diseño apoyadas en resultados de las investigaciones, para intentar facilitar y optimizar la construcción de prefabricados de concreto en zonas sísmicas.
- Proponer nuevos materiales, conceptos, y procedimientos constructivos en la elaboración de prefabricados así como su montaje en obra, todo esto para zonas sísmicas.

Otro caso es el de " The National Institute of Standards and Technology ", que con la dirección de H.S. Lew y Geraldine Cheok, (Ref.8), llevan a cabo un programa de investigación, cuyo principal objetivo es demostrar, comparar la ductilidad equivalente y la absorción de energía en uniones de miembros de concreto colado monolíticamente y de uniones de elementos prefabricados.

La unión se diseñó para una estructura de 15 niveles, y los detalles de la misma se pueden apreciar en la figura 3.28.

Los datos arrojados en los ensayos, se graficaron en las curvas de histéresis, para carga-desplazamiento, como se puede apreciar la conexión colada en obra tiene una mayor ductilidad pero los ciclos de carga que soportó fueron menores, en cambio la conexión prefabricada soportó mayores ciclos de carga, aunque estos fueron delgados, la ductilidad puede ser igual o menor, todo esto lo podemos ver en la figura 3.29 y 3.30.

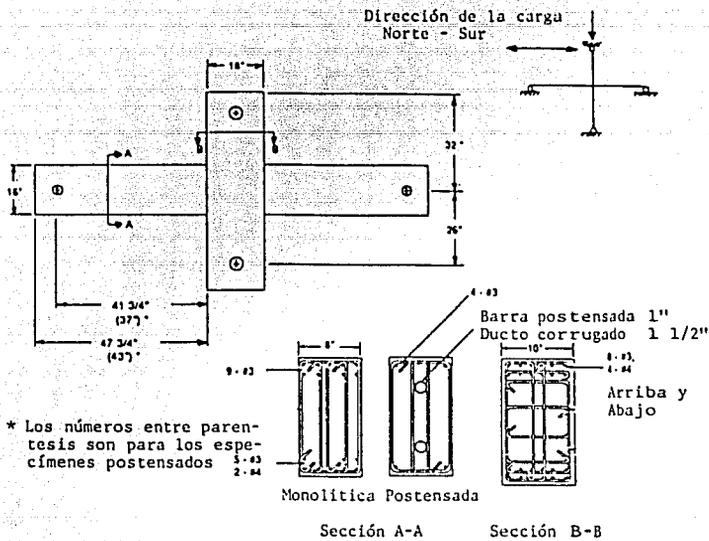


Fig. 3.28 Detalles, sección transversal del espécimen de ensaye.

(Ref.8)

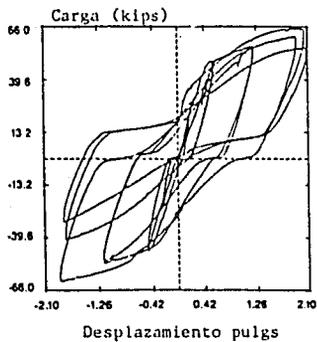


Fig. 3.29 Curva carga - desplazamiento conexión colada en el lugar.  
(Ref.8)

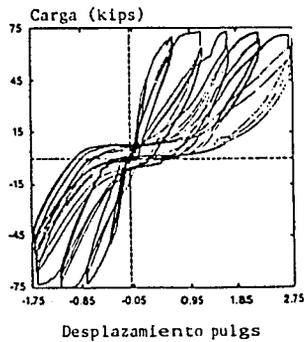


Fig. 3.30 Curva carga - desplazamiento conexión prefabricada.  
(Ref.8)

### 3.6. INVESTIGACION DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES EN EL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM.

#### 3.6.1. Introducción.

En los ensayos que se llevaron a cabo se propuso una conexión viga-columna de orilla correspondiente al primer nivel de un edificio de cinco niveles, ver la figura 3.31, el cual se supone ubicado en la zona III de acuerdo con las NTCDF-87.

Para el análisis y diseño se consideró un factor de comportamiento sísmico  $Q = 2$ ; las dimensiones de los elementos también cumplen con las especificaciones de las NTCDF-87, la relación entre el desplazamiento relativo de dos niveles consecutivos y la altura de entre piso correspondiente es en todos los casos, menor o igual que 0.006 .

Partiendo de las dimensiones propuestas de análisis, se propuso una conexión prefabricada comunmente empleada, como se muestra en la figura 3.32, esta consiste en una viga de sección transversal de 30 x 39 cm., con extremo desbastado, en la parte superior se colará un firme de 11 cm., dando una sección total de 30 x 50 cm..

La columna cuenta con el diseño de una ménsula de cuatro placas, las barras ( 2 del No 8 y 2 del No 6 ) que constituyen el lecho inferior de la ménsula, existen en la misma cantidad en el lecho inferior de la viga, la continuidad del armado de los dos elementos se logra uniendo las placas laterales de la ménsula con las del borde inferior de la viga mediante dos barras del No 8 soldadas a cada lado.

Para dar confinamiento al refuerzo superior se colocan estribos como se aprecia en la figura 3.32 y posteriormente se colará el concreto.

La aplicación de la carga se realizará de la siguiente manera:

La viga del espécimen esta sujeta a ciclos alternados de carga mediante un actuador dinámico de 50 ton. como se distingue en la figura 3.33, la columna estará sujeta a carga axial constante mediante una gato hidráulico de 500 ton. como se ve en la figura 3.34, en ambos extremos de la columna se articularon, solo impidiendo su desplazamiento vertical mediante dos barras roscadas ancladas a la losa de prueba.

La instrumentación que se utilizó para los ensayos se puede observar en la figura 3.35, los micrómetros utilizados cuentan con una precisión de 0.001 mm., el objeto de esta instrumentación es la obtención de desplazamientos en el extremo de la viga haciendo la diferencia de desplazamientos entre la columna y la viga, los ciclo histéreticos de momento-rotación, se obtuvieron mediante las dos líneas de micrómetros en la base de la viga.

Los tres primeros especímenes se diseñaron de la misma forma bajo el criterio de diseño del P.C.I. ver la figura 3.36, el concreto utilizado en las vigas fue de  $f'_c = 380 \text{ Kg/cm}^2$ , el acero de refuerzo fue de grado 42, las placas soldadas en los extremos fueron de acero estructural A-36, para las columnas también se utilizó el mismo  $f'_c$ , que el de la vigas y acero de refuerzo de grado 42.

En el cuarto espécimen el diseño de la viga y los detalles de la conexión se modificaron para verlo con más claridad esto se muestra en la figura 3.37 y en la 3.38, se nota el refuerzo que da continuidad por momento negativo ( 5 del No 8 ) se ancló a la columna desde la fabricación, la otra barra se ancló de la viga.

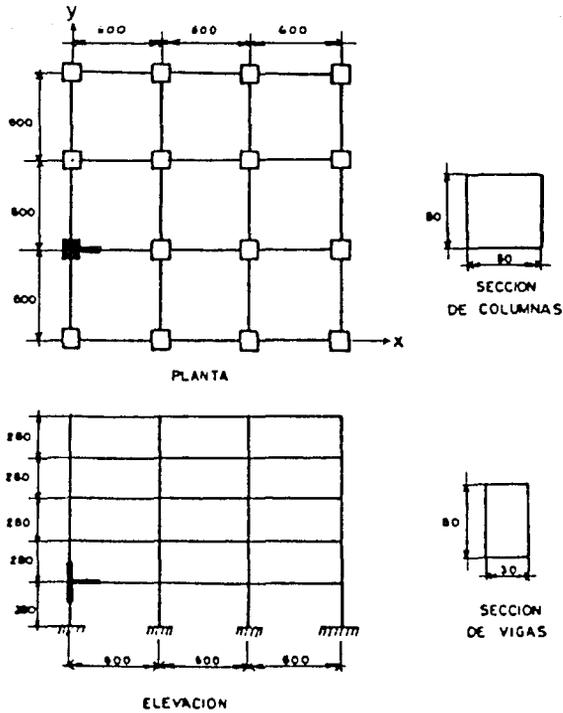
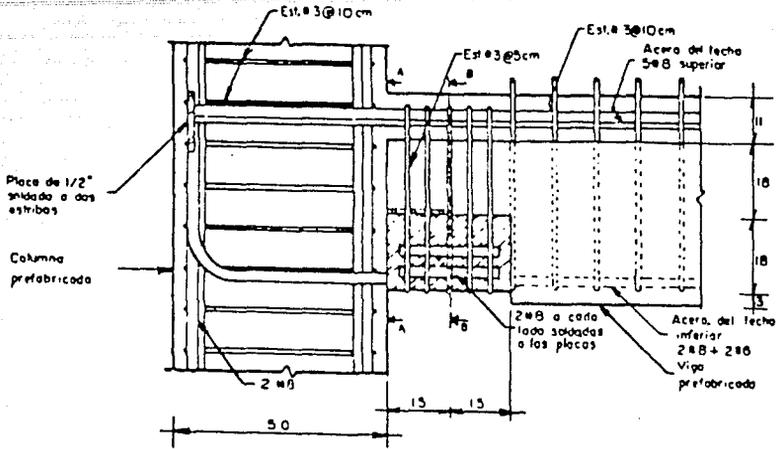


Fig. 3.31 Ubicación de la columna, y propuesta de las secciones.



**NOTAS:**

- No se nota el refuerzo completo de la viga ni el armado de la columna.
- Todas las placas son de 1/2 pulg.

Fig. 3.32 Detalle de las conexiones 1,2 y 3.

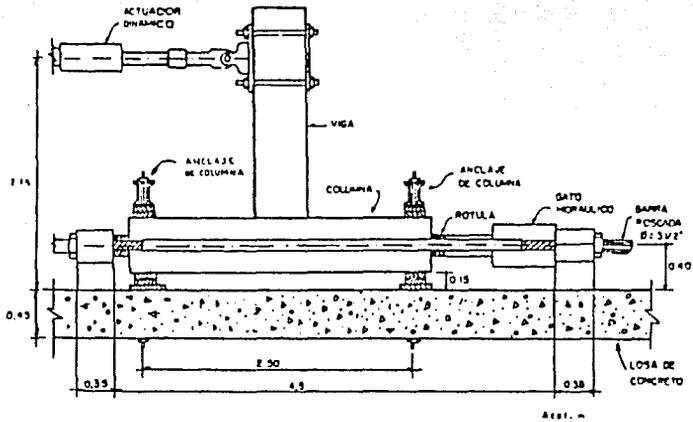


Fig. 3.33 Esquema del sistema de ensaye.

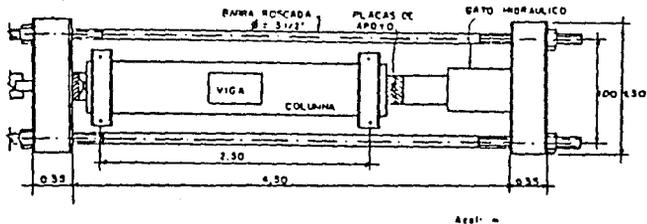


Fig. 3.34 Vista en la planta del marco de carga.

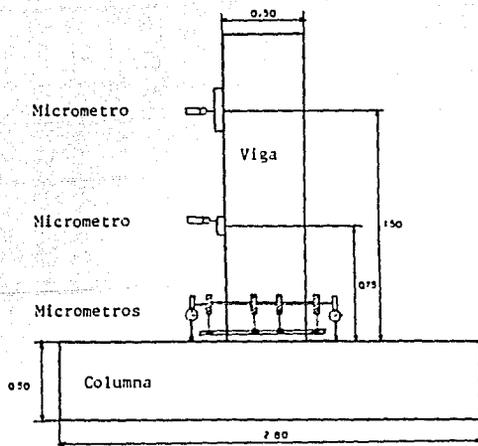


Fig. 3.35 Instrumentación utilizada en los ensayos.

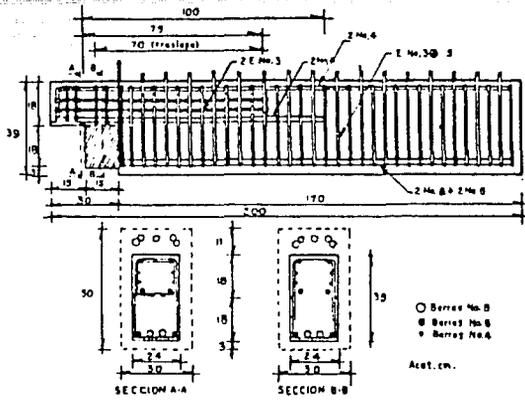


Fig. 3.36 Armado de la viga desbastada conexiones 1,2 y 3.

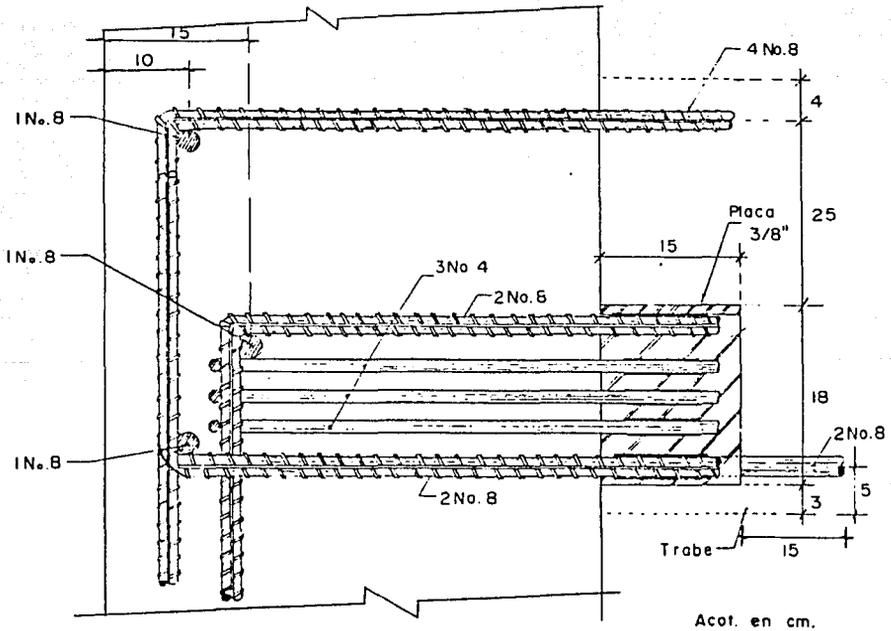


Fig. 3.37 Detalle del armado de la ménsula de la cuarta conexión.

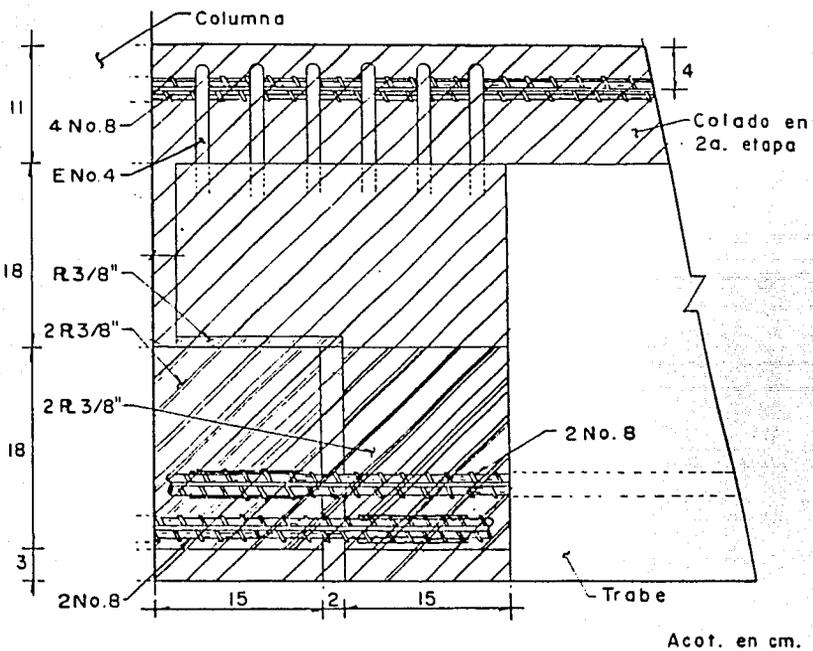


Fig. 3.38 Detalle de la unión cuarta conexión.

### 3.6.2. Resultados de los ensayos.

En la **conexión 1**, que se muestra en la figura 3.39 se notan los ciclos histeréticos, se aplicaron en total seis, en el comienzo del séptimo se produjo la ruptura de la barra de refuerzo, la conexión comenzaba a tener un comportamiento en el rango inelástico, esta conexión estaba prevista para que comenzara su respuesta en el rango inelástico para una carga de 40 ton. ( momento negativo ), y en la parte inferior 30 ton., sin embargo la carga máxima alcanzada en la parte inferior fue de 24.5 ton. antes de la falla frágil, mientras en la parte superior solo se alcanzaron 30 ton.

En la figura 3.40 podemos apreciar la falla de la conexión en el lado donde se alojaron las barras soldadas a la placa.

Al examinar la conexión después de ocurrir la falla se encontró que los cordones de soldadura que unían las barras que dan continuidad a la columna y a la viga se encontraban muy próximos entre sí, lo que provocó la fragilización de las barras; no se observó severo agrietamiento en la columna y en la viga.

En esta figura en la 3.41, es muy fácil observar la falla de las barras de acero, en uno de sus lados, se ven como prácticamente están rotas, y en la figura 3.42 observamos que lado opuesto, igualmente fallaron las barras que van soldadas a las placas.

El diseño de la **conexión 2** fue exactamente el mismo, con las variantes de que el concreto utilizado en el firme se sustituyó por uno de alta resistencia constituido por resina y agregados, sin cemento, capaz de alcanzar resistencias mayores de  $800 \text{ Kg/cm}^2$  en menos de 24 horas, con esto se supuso que se rigidizaría la zona de la conexión y alejaría la falla lo más posible de la cara de la columna, sin embargo, después del ensaye se encontró que la adherencia entre las barras de refuerzo y el concreto de alta resistencia no se llevó a cabo.

En la figura 3.43 se logra apreciar que una gran porción de concreto se descarapelo, como se mencionó anteriormente quizás se deba a la mala adherencia de este con las barras de refuerzo.

La conexión se sometió a cargas menores de 20 ton. para momento positivo y para momento negativo se cargo hasta 45 ton., se aplicaron un total de trece ciclos de los cuales tres de ellos fueron en el rango elástico, ver la figura 3.44, en esta gráfica se aprecian desplazamientos residuales importantes, debidos a la falla de adherencia del concreto y las barras, provocando solo fricción a lo largo del refuerzo.

Si vemos la figura 3.45 se ven las barras de refuerzo completamente falladas.

El objeto del ensaye de la **conexión 3**, era conocer las capacidades de deformación de la región sometida a momento negativo, en la cual se encuentran las barras de refuerzo ahogado en el firme de concreto.

El número total de ciclos fue de diez, en los cuales se alcanzó a definir la envolvente de fluencia, los tres primeros ciclos se aplicaron en el rango elástico y posteriormente se buscó la fluencia del refuerzo colocado en la parte del momento negativo.

Los ciclos de momento-giro se observan en la figura 3.46., los cuales son muy parecidos a los de la figura 3.47 que describen la deformación con respecto a la carga.

La densidad de grietas es mayor para el lado de momento negativo dado que es una región de concreto reforzado, lo que concluye un adecuado comportamiento de disipación de energía.

Como se obligó a que la conexión fallara en las barras que estaban ahogadas en el firme, en la figura 3.48 se ve la gran densidad de grietas, sin embargo, en la figura 3.49 en la zona de momento positivo la densidad de grietas es menor dado que no se cargó esta región.

Para que la conexión 4 tuviera una respuesta más adecuada, las dos barras que dan continuidad a cada elemento, se anclaron una a la viga y otra a la columna, este detalle lo podemos apreciar en las figuras 3.37 y 3.38, otra modificación fue reducir el número de barras a cuatro en la zona de momento negativo.

Los ciclos carga-desplazamiento se observan en la figura 3.50, los cuatro primeros ciclos se realizaron en el rango elástico y a partir del quinto adquiere un comportamiento no-lineal, al comienzo del octavo ciclo se produjo la falla del espécimen en la parte de momento positivo.

En la figura 3.51 se distinguen el momento en que el espécimen esta sometido a la carga máxima y es claro ver la gran deformación que se presenta en la viga.

En la gráfica de carga-deformación, a comparación de las otras tres conexiones se presento una mejor disipación de energía, ya que los ciclos se aplicaron en la misma magnitud en ambos sentidos y el área encerrada por ellos, cuando el espécimen entra en la etapa de comportamiento no-lineal, es la típica de elementos estructurales dúctiles.

Después de haber llegado a la falla se examinó la conexión y se encontró que las barras que van soldadas a las placas fallaron, distinguiéndose como están cortadas prácticamente, para que esto sea más claro ver las figuras 3.52 y 3.53.

La gráfica momento-rotación se puede observar en la figura 3.54, en la figura 3.55 apreciamos las conexiones 1, 2, y 3 una vez que fueron ensayadas, y como su densidad de grietas es de diferente magnitud dado que fallaron de distinta forma.

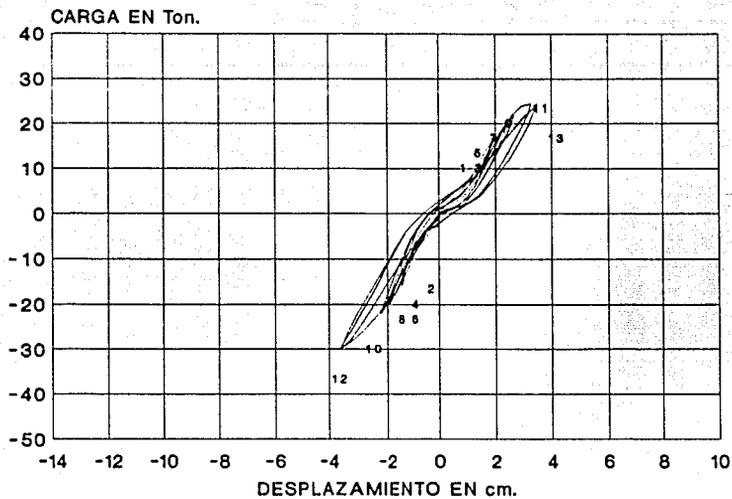


Fig. 3.39 Ciclos Carga-Desplazamiento, 1a. Conexión.



Fig. 3.40 Fallo general de la primera conexión.



Fig. 3.41 Detalle de las barras falladas en la primera conexión.



Fig. 3.42 Fallo de las barras soldadas, primera conexión.



Fig. 3.43 Zona de falla de la segunda conexión.

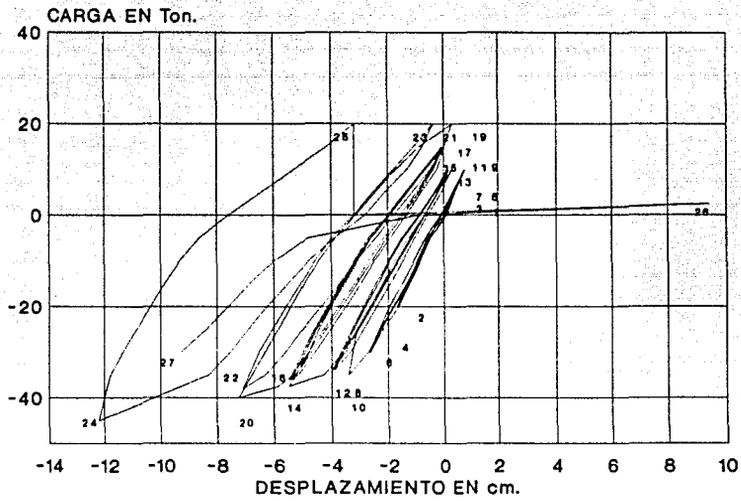
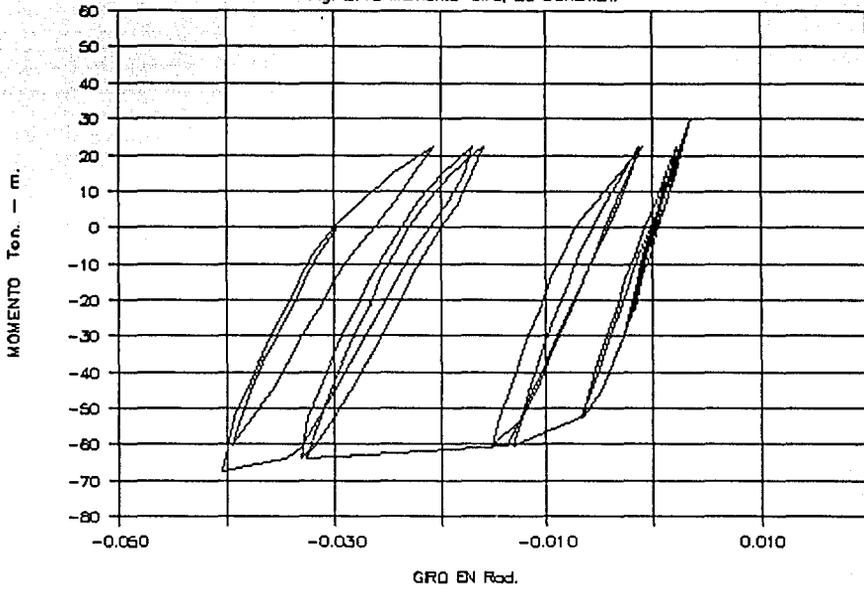


Fig. 3.44 Respuesta Carga-Deformación, 2a. Conexión.



Fig. 3.45 Fallas de las barras, segunda conexión.

Fig. 3.46 Momento-Giro, 3a Conexión.



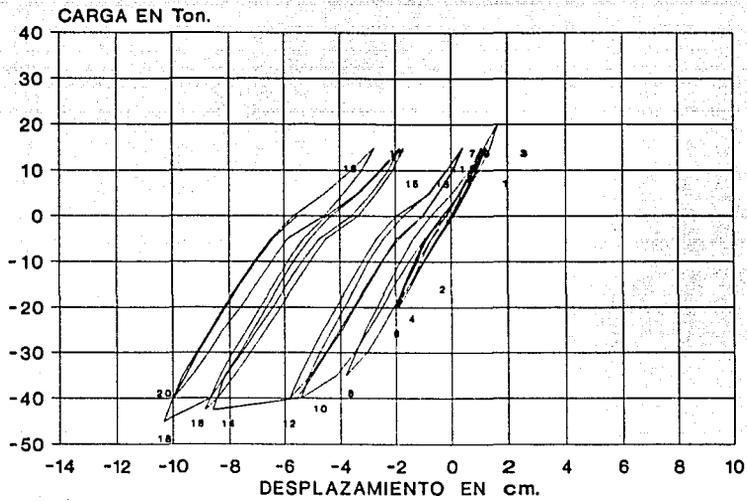


Fig. 3.47 Gráfica Carga-Deformación, 3a. Conexión.



Fig. 3.48 Densidad de grietas para momento negativo,  
tercera conexión.



Fig. 3.49 Vista de grietas en la zona de momento positivo,  
tercera conexión.

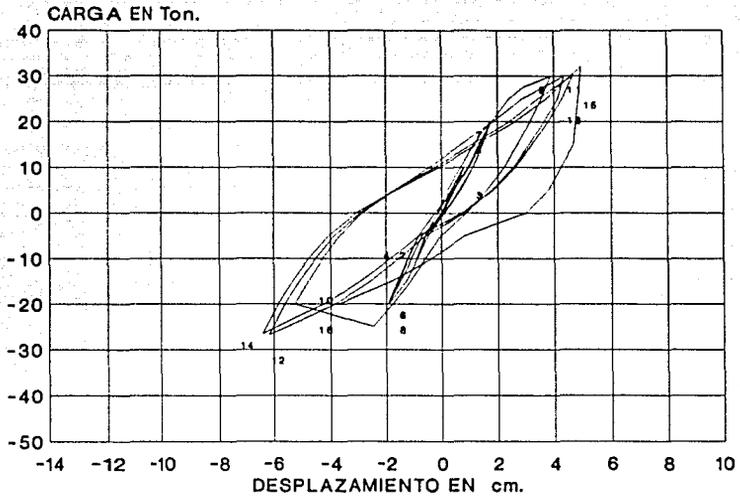


Fig. 3.50 Ciclos Carga-Desplazamiento, 4a. Conexión.



Fig. 3.51 Momento en que actua la carga máxima.



Fig. 3.52 Falla de las barras soldadas en la cuarta conexión.



Fig. 3.53 Falla del acero soldado, cuarto conexión.

Fig 3.54. Momenta-Giro 4a Conexión.

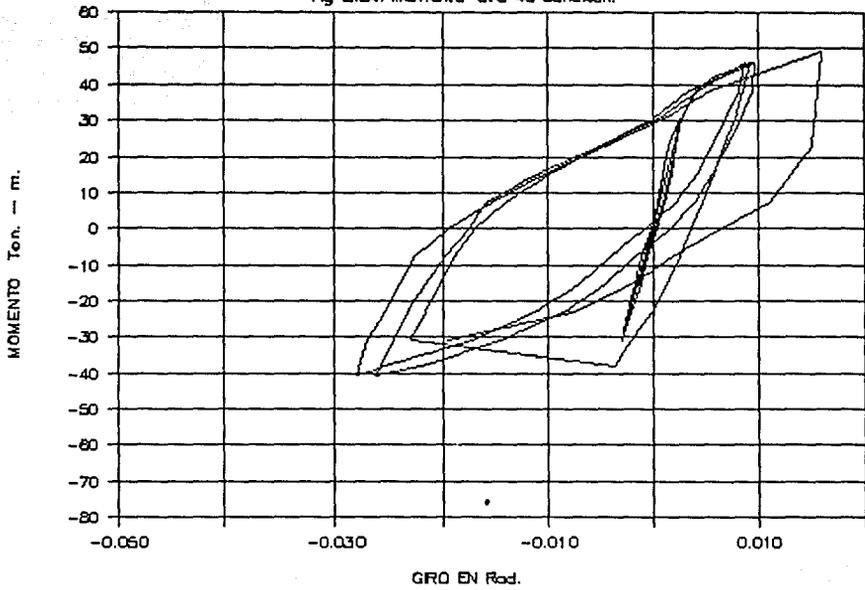




Fig. 3.55 Comparación de los distintos tipos de fallas de las conexiones 1,2 y 3.

## **CAPITULO IV**

### **REVISION DE ESPECIFICACIONES.**

En las conexiones existen elementos especiales los cuales serán analizados en este capítulo, estos elementos han llegado a estandarizarse en la industria y usualmente implican combinaciones de mecanismos y dispositivos de transferencia de carga. El procedimiento de diseño es fruto de los análisis y ensayos desarrollados por diferentes instituciones.

## **4.1. FACTORES DE CARGA Y TOLERANCIAS.**

### **4.1.1. Factores de carga.**

Generalmente las conexiones están sujetas a fuerzas producto de diferentes tipos de carga, algunas de estas cargas son evidentes tal como las cargas muertas, vivas, viento y sismo, pero algunas pueden no serlo y en algunos casos no se toman en cuenta en el diseño y frecuentemente traen consigo serios problemas y consecuencias.

Por ejemplo, las fuerzas producto del cambio volumétrico resultado de las variaciones de temperatura, la contracción del concreto, en ocasiones éstas no son tomadas en cuenta.

Al seleccionar los factores de carga apropiados ( Factores de Seguridad ) para las conexiones, se recomienda que estos excedan los requerimientos para los miembros individuales que van a conectarse.

Estas recomendaciones se dan debido a que las conexiones en general, están expuestas a elevadas concentraciones de esfuerzos en donde las deformaciones y rotaciones de los miembros conectados se presentan para condiciones de carga última.

En vista de la importancia de la conexión y del estado de arte actual, se recomienda que es prudente proporcionar un factor de carga adicional de 4/3 para el diseño definitivo de las conexiones, es claro que algunas conexiones no necesariamente requieren de este factor, puede que necesiten una menor, y en otros casos puede que la conexión necesite uno mucho mayor, pero todo esto en cierta medida dependerá del juicio del ingeniero.

### **4.1.2. Tolerancias.**

Las tolerancias que se requieren para las conexiones de concreto prefabricado están en función del tamaño y tipo del miembro que vaya a conectarse, es de suma importancia no confundir las tolerancias con los espacios libres.

Las tolerancias se pueden definir como las variaciones permisibles de la calidad de las dimensiones especificadas para los elementos a conectar.

Las tolerancias son especificadas para poder controlar las desviaciones en la fabricación de los productos y en su montaje o instalación, a esto también se le conoce como tolerancias de alineamiento en el montaje.

Los espacios libres son todos aquellos que se pueden suministrar a las superficies de contacto. Las tolerancias de espacios libres se requieren para acomodar y suministrar espacios para llevar a cabo las maniobras de montaje.

El Manual del P.C.I. (Ref. 3), proporcionan tolerancias recomendadas para los miembros estructurales prefabricados, las tolerancias y espacios libres correspondientes a las conexiones se proporcionan en la tabla de la figura 4.1. y 4.2.

PARTIDA.	TOLERANCIAS. RECOMENDADAS. ( mm. )
Pernos de anclaje colocados en campo con tránsito o plantilla. Elevación de zapatas y pilas coladas en la obra.	± 6 ± 16
<b>CONCRETO ESTRUCTURAL PREFABRICADO.</b>	
Posición de placas. Ubicación de los insertos. Ubicación de las placas de apoyo. Ubicación de los desbastes. Longitud. Peralte total. Ancho del alma. Ancho total. Desviación horizontal respecto a la escuadra en los extremos. Desviación vertical respecto a la escuadra en los extremos. Desviación del apoyo respecto al plano. Posición de ductos postensados en miembros prefabricados.	± 25 ± 13 ± 19 ± 25 ± 20 ± 6 ± 3 ± 6 ± 6 ± 6 por m. de altura. ± 5 ± 13
<b>CONCRETO ARQUITECTONICO PREFABRICADO.</b>	
Longitud o ancho. Espesor. Ubicación de los desbastes. Ubicación de las anclas e insertos. Alabeo o descuadrado. Ancho de las juntas <ul style="list-style-type: none"> <li>- Especificadas.</li> <li>- Dimensiones mínimas y máximas.</li> </ul>	± 5 por 10 m. pero no menos de ± 10 ± 6 ± 13 ± 10 ± 16 en 10 m. 10 a 16 6 y 20

Fig. 4.1 Tolerancias recomendadas para elementos prefabricados.

PARTIDA.	RECOMENDACIONES DE ESPACIOS LIBRES. ( mm. )
Prefabricado con prefabricado.	10
Prefabricado con colado hecho en obra.	30
Prefabricado con acero.	30

Fig. 4.2 Recomendaciones para espacios libres.

## 4.2. FUERZAS POR CAMBIO VOLUMETRICO

### 4.2.1. Generalidades.

El cambio volumétrico es uno de los principales contribuyentes a la carga axial de tensión en la conexión, es por esto que se deberán considerar todos los cambios potenciales de volumen, y su efecto sobre la resistencia última de la conexión, esto incluye cambios de volumen de cada uno de los miembros que forman la conexión, así como los cambios de volumen de toda la estructura sobre la conexión.

Todas estas fuerzas debidas al cambio volumétrico nacen de la restricción al desplazamiento de movimientos térmicos y contracciones.

### 4.2.2. Contracción.

El acortamiento normal (axial) total independientemente de cualquier miembro debido a la contracción se puede calcular como:

$$\Delta \varepsilon_s = [ (k_m \times \varepsilon_s) t_2 - (k_m \times \varepsilon_s) t_1 ] \quad 4.1$$

Donde:

- $t_1$  = Tiempo inicial en días, ( Cuando se hace la conexión ).
- $t_2$  = Tiempo posterior, cuando los cambios volumétricos no tienen importancia.
- $k_m$  = Constante de factor de masa con relación al factor de masa de 1.5
- $\varepsilon_s$  = Acortamiento por contracción axial, cm./cm.

### 4.2.3. Fluencia.

El comportamiento axial total, independiente del cualquier miembro debido a la fluencia, ya sea, por fuerzas de presfuerzo o carga de compresión axial, se calcula con la expresión siguiente.

$$\Delta \varepsilon_c = k_p [ (k_m \varepsilon_c) t_2 - (k_m \varepsilon_c) t_1 ] \quad 4.2$$

Donde:

$k_p$  = Factor de corrección de fluencia.

### 4.2.4. Temperatura.

La disminución o incremento por unidad de longitud asociados por las variaciones de temperatura se calculan como:

$$\Delta \varepsilon_t = C (\Delta^\circ C) \quad 4.3$$

Donde:

$C = 10.8 \times 10^{-6}$  cm/cm por  $^\circ C$  para concreto de peso normal.

$C = 9 \times 10^{-6}$  cm/cm por  $^\circ C$  para concreto estructural ligero.

$C$  (constante térmica para expansión o contracción, cm/cm/ $^\circ C$ )

## **4.3. FRICCION.**

Los coeficientes estáticos de fricción para varias condiciones de superficie comunmente usadas en conexiones se dan en la tabla de la figura 4.3. Esos valores, los cuales son máximos, se deberían usar para estimar los indeseables efectos de la fricción, tal como la restricción de cambios de volumen, (Ref. 1).

La fricción puede depender de resistir cargas de construcción temporales. En este caso, sin embargo, los coeficientes de fricción mostrados en la tabla de la figura 4.3. deberían de dividirse entre cinco.

La fricción puede depender también de contribuir a la resistencia para cargas proyectadas en situaciones específicas donde los análisis y/o las pruebas justifican su uso.

CONDICION DE AGRIETAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE CONTACTO.	RECOMENDADO. $\mu$
Concreto a concreto vaciado monolíticamente.	1.4*
Concreto a concreto endurecido, con aspereza de 6 mm.	1.0
Concreto a acero con conectores de pernos soldados.	1.0
Concreto a concreto, superficie de contacto lisa.	0.7

Podrán usarse valores hasta 1.7 para esta condición, si las circunstancias, a juicio del ingeniero, garantizan un valor más elevado.

Fig. 4.3 Coeficientes de fricción recomendados.

#### 4.3.1. Fricción por cortante.

Este concepto proporciona una solución de límite inferior para resistencia última, y se puede utilizar para evaluar distintos tipos de conexiones.

Para utilizar este concepto haremos la suposición de que el concreto se agrieta en la forma más indeseable, y para que se logre alcanzar una ductilidad es necesario colocar refuerzo transversal al plano de falla en condiciones últimas, cuando la fuerza  $A_s f_y$  desarrollada por el refuerzo es normal al plano.

Si realizamos una analogía entre esta fuerza normal y la fricción generada, da como resultado una resistencia al corte en la interfase de la grieta.

El refuerzo necesario para cortante último através de cualquier plano de agrietamiento se calcula con la siguiente ecuación.

$$A_s = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} \quad 4.4$$

Donde:

- $A_s$  = Área de acero para fricción por cortante,  $\text{cm}^2$
- $V_u$  = Cortante último en la conexión, Kg.
- $f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo,  $\text{Kg}/\text{cm}^2$
- $\phi$  = 0.85
- $\mu$  = Coeficiente de fricción, generalmente 1.4

Quando se tiene la presencia de carga axial ( de tensión ), se debe de incrementar la cantidad de acero de refuerzo adicional con la siguiente ecuación.

$$A_n = \frac{N_u}{\phi F_y} \quad 4.5$$

Donde:

- $A_n$  = Área de acero necesaria para carga axial,  $\text{cm}^2$   
 $N_u$  = Carga axial de tensión, Kg.  
 $\phi$  = 0.85

## 4.4. APLASTAMIENTO.

### 4.4.1. Aplastamiento en concreto sin reforzar.

Cuando se tiene seguridad de que el esfuerzo de aplastamiento es uniforme, y solamente se presentan cargas verticales dentro de la conexión como se muestra en la figura 4.4.

El esfuerzo último de aplastamiento en el concreto se podrá calcular con la expresión siguiente.

$$f_{bu} = \phi 18.58 \sqrt{f'_c} (s/w)^{1/3} \quad 4.6$$

Donde:

- $f_{bu}$  = Resistencia última por aplastamiento,  $\text{Kg/cm}^2$   
 $\phi$  = 0.70  
 $w$  = Ancho de la placa del apoyo perpendicular a la orilla libre; dimensión del amortiguador del apoyo paralelo al claro, cm.  
 $s$  = Distancia de la orilla libre al centro del apoyo, cm.

Si se presenta una fuerza horizontal  $T_u$ , la resistencia última al aplastamiento se deberá reducir multiplicando por  $C_r$  a  $f_{bu}$ , donde:

$$C_r = \left[ \frac{s w}{1290} \right]^{T_u / V_u} \quad 4.7$$

En donde  $s$  por  $w$ , no deberá tomarse como mayor de  $58 \text{ cm}^2$

Para un esfuerzo de aplastamiento no uniforme, el esfuerzo último en cualquier punto no deberá exceder el que resulte de la ecuación 4.6, para  $s/w = 0.5$

El esfuerzo de aplastamiento permisible sin confinar para concreto ligero estructural deberá tomarse como el 0.85 de los valores para el concreto de peso normal.

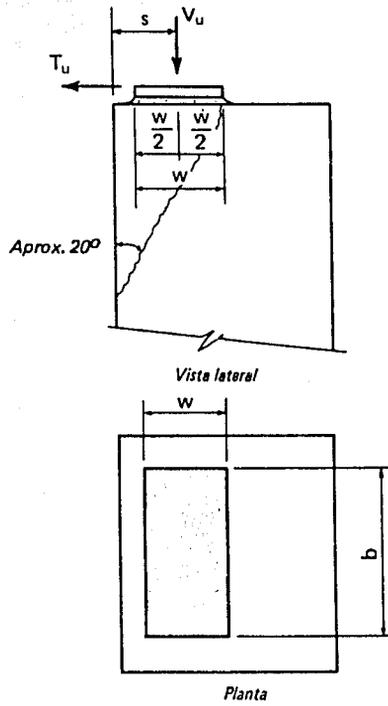


Fig. 4.4 Aplastamiento en concreto simple. (Ref.1)

## 4.5. VIGAS NO DESBASTADAS.

### 4.5.1. Aplastamiento en concreto reforzado.

Básicamente se aplica a todos aquellos elementos que están sometidos a grandes cargas, esto quiere decir que no cumplen con el aplastamiento sin reforzar, o aquellos que resisten grandes fuerzas laterales, el concepto de fricción por cortante puede usarse para determinar los esfuerzos de confinamiento en la región de las conexiones. Las siguientes restricciones se aplican a estos elementos.

El esfuerzo último vertical por aplastamiento ( carga por unidad de área de apoyo ) no deberá exceder de  $0.85 f_c'$  para las grietas verticales de aplastamiento, deberá usarse el refuerzo soldado a los ángulos de confinamiento, todas las cantidades de acero se pueden calcular con las ecuaciones siguientes, además en la figura 4.5. se aprecian con claridad todos los detalles.

El área de acero para tensión y fricción por cortante se calcula mediante:

$$A_s + A_n = \frac{1}{\phi f_y} \left[ \frac{V_u}{\mu} + T_u \right] \quad 4.8$$

Donde:

- $f_y$  = Esfuerzo de fluencia del refuerzo, Kg/cm<sup>2</sup>
- $V_u$  = Fuerza cortante última, Kg.
- $T_u$  = Fuerza de tensión última, Kg.
- $\mu$  = Coeficiente de fricción = 1.4
- $\phi$  = 0.85

$T_u$  se determina de análisis estructural y se recomienda usar un valor no menor de  $T_u = 0.2 V_u$  a menos de que se justifique un valor más bajo.

Para los agrietamientos horizontales (ver figura 4.5.) el refuerzo en el área de apoyo se calcula como:

$$A_{sh} = \frac{(A_s + A_n) f_y}{\mu f_{ys}} \quad 4.9$$

Donde:

- $A_{sh}$  = Area de refuerzo para agrietamiento horizontal,  $\text{cm}^2$   
 $A_s + A_n$  = Area para fricción por cortante, de la ecuación 4.8  
 $f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero de  $A_s + A_n$ ,  $\text{Kg/cm}^2$   
 $f_{ys}$  = Esfuerzo de fluencia del refuerzo  $A_{sh}$ ,  $\text{Kg/cm}^2$

El refuerzo de confinamiento adicionado a  $A_s + A_n$  y  $A_{sh}$ , deberá suministrarse tanto en dirección vertical como horizontal como se muestra en la figura 4.5. y se calculara de la siguiente forma:

$$A_{cv} = A_{ch} = \frac{V_u}{51 \cdot 6 f_y} \quad 4.10$$

Donde:

- $A_{cv}$  = Area de refuerzo de confinamiento vertical,  $\text{cm}^2$   
 $A_{ch}$  = Area de refuerzo de confinamiento horizontal,  $\text{cm}^2$   
 $f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero,  $\text{Kg/cm}^2$

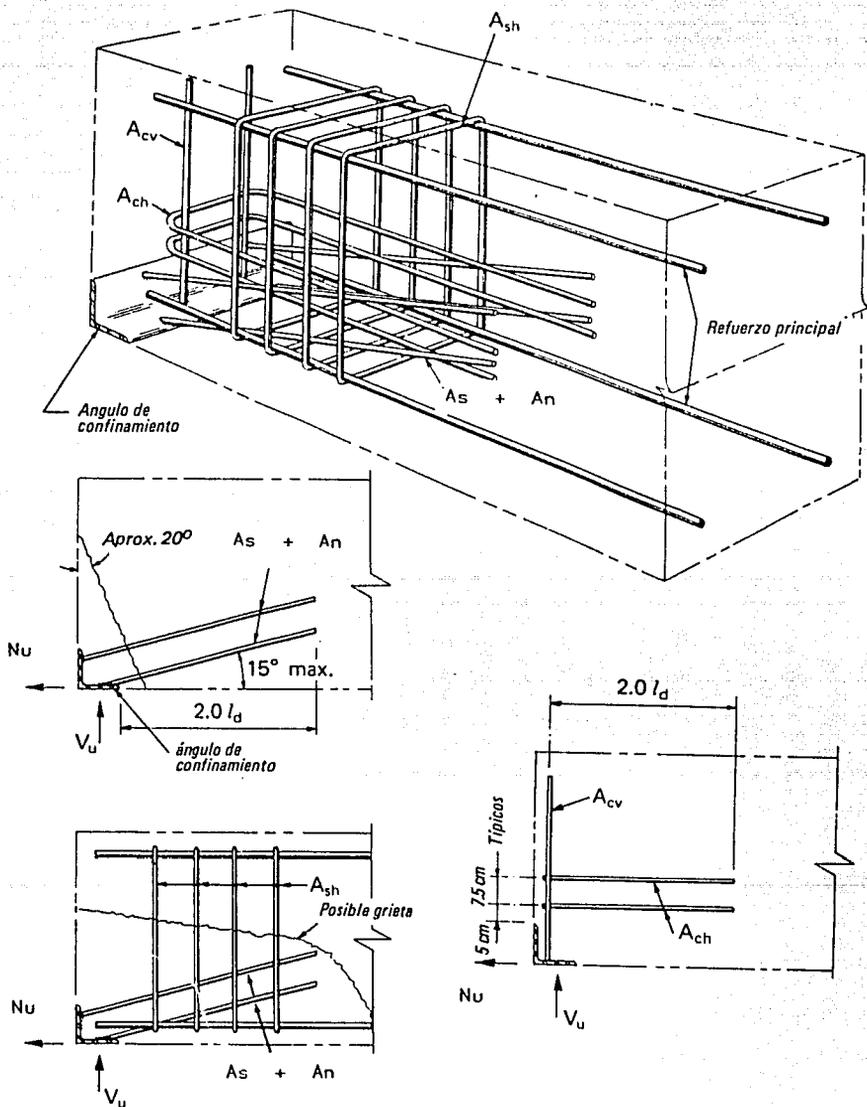


Fig. 4.5 Detalles, acero de refuerzo de la viga no desbastada. (Ref.1)

## 4.6. MENSULAS DE CONCRETO REFORZADO.

### 4.6.1. Criterio de diseño del P.C.I.

Uno de los elementos más comunes de las conexiones entre viga y columna son las ménsulas de concreto reforzado.

La primera investigación de trabajo fué desarrollada por Kriz y Rath, (Ref. 4), un total de 195 ménsulas fueron ensayadas, 124 de ellas solo estuvieron sujetas a carga vertical y las 71 restantes a una combinación de cargas verticales y horizontales, del resultado de esta investigación se propuso la siguiente ecuación de diseño.

$$V_u = [\phi \ 6.5 \ b d \ \sqrt{f'_c} \ (1 - 0.5^{d/a}) \ \frac{(1000 \ \rho)^{(1/3 \cdot 0.4 \ N_u / V_u)}}{10^{0.8 \ N_u / V_u}}]$$

$$\phi = 0.85$$

4.11

La ecuación siguiente fue la más aproximada y simplificada incluida en las normas de construcción del ACI 1971, (Ref. 3.), resumiendo la resistencia última al cortante del concreto, se puede calcular de la siguiente forma:

$$V_u = \phi [6.5 - 5.1 \sqrt{N_u / V_u}] [1 - 0.5(a/d)] *$$

$$* [1 + (64 + 160 \sqrt{(N_u / V_u)^3}) \rho] \sqrt{f'_c} \ b \ d$$

4.12

Para las ecuaciones 4.11 y 4.12

$$\phi = 0.85$$

b = Ancho de la ménsula.

$\rho$  = Porcentaje de acero, y no debe de exceder de 0.013

a = Distancia de la fibra externa de compresión al centroide del refuerzo de tensión, cm.

Otra gran investigación en las ménsulas de concreto reforzado, fué hecha en la universidad de Washington bajo la dirección del profesor Alan H. Mattock, (Ref. 4), éste estudio consto del ensaye de 28 ménsulas. Mattock mostró con toda seguridad que una ménsula de concreto reforzado puede ser prevista por las siguientes consideraciones:

- 1.- Resistir una fuerza cortante igual a  $V_u$ .
- 2.- Resistir un momento igual a  $V_u a + T_u(h-d)$
- 3.- Resistir simultáneamente una fuerza de tensión  $T_u$ .

El acero de refuerzo de mayor importancia sometido a tensión y fricción por cortante se determina de la siguiente manera.

$$A_s + A_n = \frac{1}{\phi f_y} \left[ V_u \left( \frac{a}{d} \right) + N_u \left( \frac{h}{d} \right) \right] \quad 4.13$$

$$A_s + A_n = \frac{1}{\phi f_y} \left[ \frac{2V_u}{3\mu} + N_u \right] \quad 4.14$$

$$A_{vh} = \frac{V_u}{3\phi f_y \mu} \quad 4.15$$

Donde:

- $\phi$  = 0.85
- $f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
- $\mu$  = Coeficiente de fricción, generalmente = 1.4
- $V_u$  = Fuerza cortante última.
- $N_u$  = Fuerza de tensión última.

Una recomendación aproximada para evaluar  $A_{vh}$  sería  $A_{vh} = 0.5 A_s$ , a pesar de todo si se requiere de un momento fricción-cortante que sea crítico, de otra forma se utilizan las ecuaciones 4.13 y 4.14, ó una forma apropiada de hacerlo es utilizando la ecuación siguiente:

$$A_{vh} = 0.5 \left[ (A_s + A_n) - \frac{N_u}{f_y} \right] \quad 4.16$$

Con este acero se previene una falla prematura de tensión diagonal.

### Recomendaciones:

- 1.- El refuerzo horizontal  $A_{vh}$ , debe distribuirse una profundidad de  $2d/3$ , del refuerzo por flexión  $A_s$ .
- 2.- El refuerzo principal a la tensión ( $A_s + A_n$ ) deberá anclarse del lado positivo, cerca de las caras exteriores o extremas, con barras transversales soldadas a ángulos de confinamiento, ver figura 4.6.

#### 4.6.2. Criterio de las NTCDF-87.

Las siguientes recomendaciones y especificaciones de diseño se pueden consultar en la (Ref.9) del inciso 4.9 del mismo.

#### Requisitos generales.

Las disposiciones de esta sección son aplicables a ménsulas con relación  $c/d$ , entre la distancia de la carga vertical al paño donde arrancara la ménsula y el peralte efectivo medio en dicho paño igual a 1.0 ó menor, y sujetas a una tensión horizontal,  $T$ , no mayor que la carga vertical.

El peralte total en el extremo de la ménsula no debe ser menor que 0.5d.

La sección donde arranca la ménsula debe dimensionarse para que resista simultáneamente una fuerza cortante,  $P_u$ , un momento flexionante  $P_u c + T_u(h-d)$  y una tensión horizontal,  $T_u$ .

En todos los cálculos relativos a ménsulas, el factor de resistencia, FR, se tomara igual a 0.8

#### Refuerzo.

El refuerzo de una ménsula contará de barras principales de área  $A_s$ , y de estribos complementarios horizontales de área  $A_{vh}$ , ver la figura 4.7.

El área  $A_s$  se tomará como la mayor de las obtenidas con las expresiones siguientes:

$$A_r + A_t \quad 4.a$$

$$(2/3) A_{vf} + A_t \quad 4.b$$

El área  $A_{vh}$  se tomará igual a  $0.5(A_s - A_t)$  ó mayor.

En las expresiones anteriores,  $A_r$  es el área de refuerzo necesario para resistir el momento  $P_u + T_u(h-d)$ ; el área  $A_{vf}$  es la del refuerzo para resistir la fuerza cortante  $P_u$ , y  $A_t$  la del necesario para resistir la tensión  $T_u$ .

Si la cuantía  $A_r/bd$  no excede de 0.008, el refuerzo  $A_r$  puede calcularse con la expresión siguiente.

$$M_R = F_R A_s f_y z \quad 4.17$$

Determinando el brazo  $z$  de la forma siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Si } 0.5 < c/h \leq 1.0 & \quad Z = (0.4 + 0.4(c/h)) h \\ \text{Si } c/h \leq 0.5 & \quad Z = 1.2 c \end{aligned}$$

El refuerzo  $A_{v_r}$  se determinara de acuerdo con el criterio de cortante por fricción 2.1.5i), suponiendo la compresión  $N_u$  igual a cero. La resistencia a fuerza cortante no se tomará mayor que  $0.25 F_R f' b d$

El área  $A_s$  se calcula como:

$$A_s = \frac{T_u}{F_R f_y} \quad 4.18$$

La tensión,  $T_u$  no se tomará menor que  $0.2 P_u$  a menos de que se tomen precauciones especiales para evitar que se generen tensiones.

El refuerzo primario  $A_s$ , debe anclarse dentro de la ménsula en alguna de las formas siguientes:

- Soldándolo a una barra transversal de diámetro no menor que el de las barras que forman  $A_s$ . ( La soldadura debe ser capaz de permitir que  $A_s$  alcance su esfuerzo de fluencia ).
- Doblándolo horizontalmente de modo de formar barras en forma de letra U en planos horizontales.
- Mediante algún otro medio efectivo de anclaje la cuantía  $A_s / b d$  no debe ser menor que  $0.004 ( f'_c / f_y )$ .

El refuerzo  $A_{v_r}$  debe contar de estribos cerrados paralelos a las barras  $A_s$ , los cuales estarán uniformemente repartidos en los dos tercios del peralte efectivo adyacente al refuerzo  $A_s$ .

Area de apoyo, (Ref.9), pag 44.

El área de apoyo no debe extenderse más allá de donde termina la parte recta de las barras  $A_s$ , ni más allá del borde interior de la barra transversal de anclaje, cuando ésta se utilice.

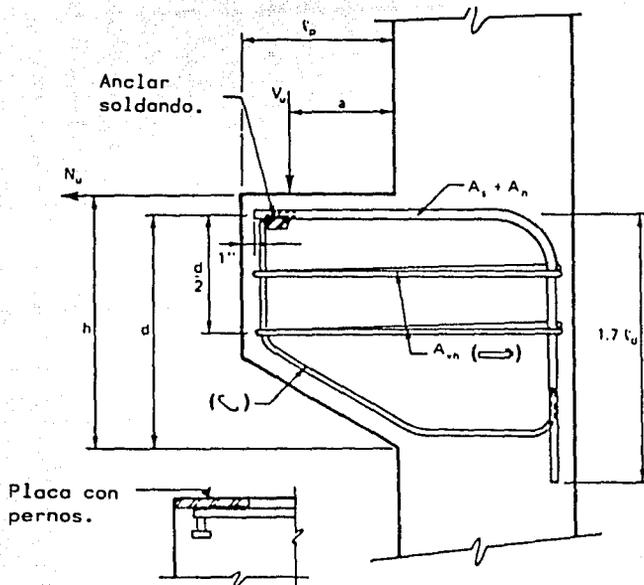


Fig. 4.6 Ménsula de concreto reforzado, siguiendo el criterio del P.C.I.

(Ref.4)

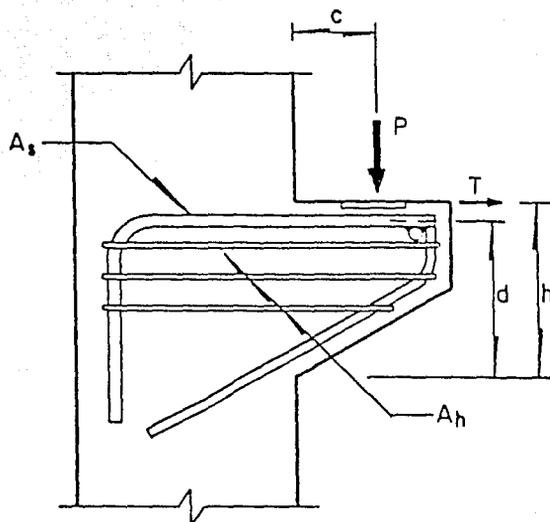


Fig. 4.7 Ménsula de concreto reforzado, siguiendo el criterio de los NTCDF-87. (Ref.9)

## 4.7. VIGAS DE EXTREMO DESBASTADO.

En ocasiones es necesario hacer una muesca en el extremo final de las vigas, sin embargo, esto puede dar como consecuencia severas concentraciones de esfuerzos en la esquina entrante de la viga.

El método más común para armar de refuerzo el miembro desbastado de una viga se muestra esquemáticamente en la figura 4.8.(a), el refuerzo que se utiliza para éstas fuerzas está diseñado y determinado considerando la analogía de la armadura como se aprecia en la figura 4.8.(b), si ponemos atención a éstas figuras es claro que el refuerzo más crítico son las barras horizontales  $A_s + A_n$  y los estribos verticales  $A_{sh}$ .

### 4.7.1. Momento y carga axial.

De la figura 4.8.(b), el refuerzo principal  $A_s + A_n$ , está sometido a tensión, éste refuerzo debe ser capaz de soportar directamente la carga axial y un pequeño momento, si utilizamos la analogía de una viga en cantiliver, el momento sería  $V_u \times a$ , Por lo tanto el refuerzo se calcula como:

$$A_s = \frac{V_u a + N_u (h - d)}{\phi f_y J_u d} \quad 4.19$$

$$A_n = \frac{N_u}{\phi f_u} \quad 4.20$$

Donde:

- $\phi$  = 0.9
- $a$  = Tramo de cortante, cm.
- $h$  = Altura del extremo final prolongado, cm.
- $d$  = Distancia del paño superior al centro del refuerzo,  $A_s + A_n$ , cm.
- $f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero, Kg/cm<sup>2</sup>.
- $J_u$  = Distancia, centro del bloque de compresión, centro del refuerzo  $A_s + A_n$ , cm.

El manual de diseño del P.C.I., (Ref. 4), utiliza una aproximación para simplificar los cálculos, si esto se hace, las ecuaciones 4.19 y 4.20 se simplifican a:

$$A_s + A_n = \frac{1}{0.85 f_y} \left[ V_u \left( \frac{a}{d} \right) + N_u \left( \frac{h}{d} \right) \right] \quad 4.21$$

#### 4.7.2. Agrietamiento de tensión diagonal en la esquina entrante.

Este agrietamiento de tensión, emana de la esquina entrante de la viga desbastada. Los ensayos de Rath, (Ref. 4), fueron conducidos para miembros sin reforzar.

El principal esfuerzo de tensión se calcula con:

$$f_b = \frac{f_t}{2} + \sqrt{\frac{f_t^2}{4} + f_v^2} \quad 4.22$$

Donde:

- $f_b$  = Esfuerzo principal de tensión, Kg/cm<sup>2</sup>.  
 $f_t$  = Esfuerzo de tensión por flexión, mayor que la tensión axial, Kg/cm<sup>2</sup>.

$$f_t = \frac{6 V_a}{b h^2} + \frac{4 N}{b h} \quad 4.23$$

- $V$  = Fuerza cortante, Kg.  
 $N$  = Carga axial de tensión, Kg.  
 $f_v$  = Esfuerzo cortante, Kg/cm<sup>2</sup>.

$$f_v = \frac{V}{b h} \quad 4.24$$

- $a$  = Distancia de cortante, del punto de aplicación de la carga a la esquina entrante, cm.  
 $b$  = Ancho del miembro, cm.  
 $h$  = Profundidad del extremo final prolongado, cm.

Por lo que los estribos en el extremo desbastado,  $A_{sh}$ , toman todo el cortante vertical, y  $A_{sh}$  se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{sh} = \frac{V_u}{\phi F_y} \quad 4.25$$

Donde:

- $\phi$  = 0.85  
 $V_u$  = Cortante último, Kg.  
 $F_y$  = Esfuerzo de fluencia del refuerzo, Kg/cm<sup>2</sup>.  
 $A_{sh}$  = Area de estribos verticales en la esquina entrante, cm<sup>2</sup>.

#### 4.7.3. Cortante directo en la parte final prolongada.

Este refuerzo es determinado por la fricción por cortante, el manual de diseño del P.C.I., (Ref. 4), recomienda que 2/3 del refuerzo de fricción por cortante requerido sea suministrado en la parte baja de la parte final prolongada,  $A_s$ , en la figura 4.8.(a), y 1/3 sea distribuido en la parte baja.

La expresión de diseño será:

$$A_s + A_n = \frac{2 V_u}{3 \phi f_y \mu} + \frac{N_u}{\phi f_y} \quad 4.26$$

Pero no debe ser menor que lo calculado en la ecuación 4.21

$$A_{vht} = \frac{V_u}{3 \phi f_y \mu} \quad 4.27$$

Donde:

$$\begin{aligned} f_y &= \text{Esfuerzo de fluencia del acero, Kg/cm}^2. \\ \phi &= 0.85 \\ \mu &= 1.4 \end{aligned}$$

Las recomendaciones mínimas de refuerzo son:

$$A_s \text{ mín} = \frac{80 bh}{f_y} \quad 4.28$$

$$A_{vht} \text{ mín} = \frac{40 bh}{f_y} \quad 4.29$$

#### 4.7.4. Tensión diagonal en la parte final prolongada.

En los ensayos de Raths, (Ref. 4), la falla final que se presentó en todos los especímenes reforzados fué debida a la compresión en el extremo final.

En varios especímenes esta falla ocurrió después del refuerzo horizontal primario  $A_s$ , o de los estribos  $A_{sh}$ .

$$V_u \leq \phi [ ( A_v + A_{vh} ) f_y + 2 \lambda b d \sqrt{f'_c} ] \quad 4.30$$

$$A_v \text{ min} = \frac{1}{2 f_y} [ \frac{V_u}{\phi} - 2 \lambda b d \sqrt{f'_c} ] \quad 4.31$$

$$\lambda = 1$$

#### 4.7.5. Agrietamiento diagonal en la porción no desbastada.

En los ensayos de Mattock-Chan, (Ref. 4), se apreciaron agrietamientos diagonales en la parte baja de la porción no desbastada, estos agrietamientos presentan ángulos aproximados de 45°, para esto se recomienda que el acero principal tenga una mayor longitud de desarrollo, más allá del posible agrietamiento.

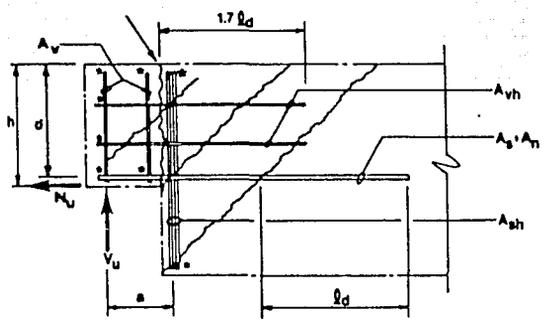
Consideraciones de detalle:

El anclaje del refuerzo en las conexiones de extremos desbastados es muy importante. Los ensayos de Mattock-Chan, y Raths, (Ref. 4), dan recomendaciones de detalles y sugerencias, ver figura 4.9.

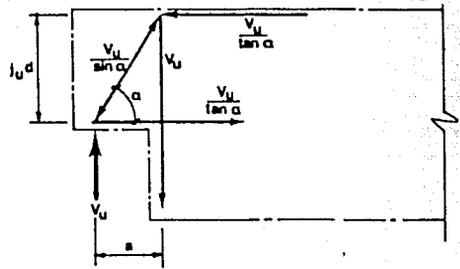
- 1.- El refuerzo principal  $A_s + A_n$ , debe anclarse hasta el final de la viga o en su defecto soldarlo a la placa o ángulo de confinamiento en el final de la viga.
- 2.- Los estribos  $A_{sh}$ , deben estar más cerrados en el extremo final de la viga y deberán envolver alrededor el refuerzo horizontal en la parte alta y baja de la viga.
- 3.- Las barras horizontales  $A_{vh}$ , deben alojarse cerca del extremo final de la viga, éstas deben extenderse 1.7 la longitud de desarrollo de a partir de la parte final prolongada, por lo menos deben distribuirse en dos terceras partes de la profundidad de la misma.
- 4.- Las barras horizontales  $A_s + A_n$ , deberán extenderse dentro de la viga una distancia  $( H - d + ld )$  a partir del final de la viga, donde H es la profundidad de la viga no desbastada.

Nota: En la mayoría de los casos,  $A_s + A_n$ , y  $A_{vh}$ , deberán estar 30 cm. por arriba de la parte baja de la viga, para que las recomendaciones queden más claras se pueden ver en la figura 4.9.

Plano de fricción por cortante.



a) Esquema del acero de refuerzo.



b) Sistema de fuerzas resistentes para la fuerza vertical.

Fig. 4.8 Detalles de la viga de extremo desbastado. (Ref.4)

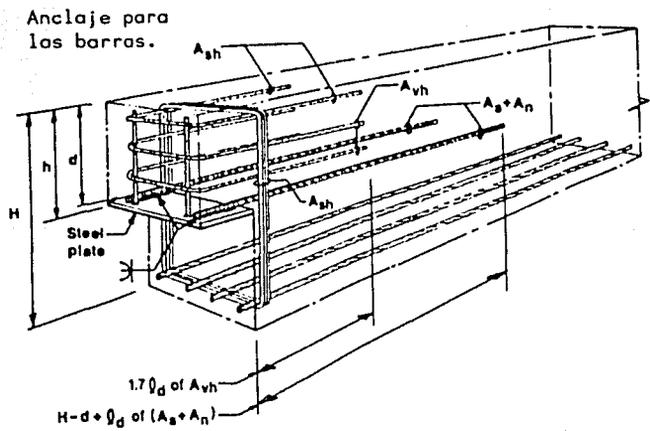


Fig. 4.9 Detalle del refuerzo en el extremo desbastado. (Ref.4)

#### 4.7.6. Colocación alternativa del refuerzo.

En algunas ocasiones se requiere colocar el acero principal diagonalmente como se muestra esquemáticamente en la figura 4.10.(a), en este caso se resuelven las fuerzas como se muestra en la figura 4.10.(b).

El refuerzo se calcula de la siguiente forma:

$$A_{sh} = \frac{V_u}{\phi f_y \cos \alpha} = \frac{V_u \sqrt{a^2 + d^2}}{\phi f_y d} \quad 4.32$$

$$A_s + A_n = \frac{N_u}{\phi f_y d} \quad 4.33$$

Ver figura 4.10.

El anclaje de las barras es de nuevo muy importante, en algunas ocasiones es difícil obtener un anclaje apropiado para las barras diagonales,  $A_{sh}$ , especialmente en el final prolongado. Hay que tener cuidado con la curvatura de los ganchos y de los diámetros de los mismos, así como de otros detalles necesarios.

### 4.8. MENSULAS DE ACERO ESTRUCTURAL.

Frecuentemente el acero estructural se encuentra ahogado en las columnas de concreto prefabricadas para servir como ménsula, éstas son menos caras y de una relativa fácil fabricación que las ménsulas de concreto reforzado, y pueden diseñarse para ser más resistentes y tener mayor ductilidad.

La forma del diseño está dada en el manual de diseño del P.C.I., (Ref. 4), basado en un documento de Raths. El método tiene un enfoque conservador, basado en un análisis estático, con una supuesta aproximación.

En un estudio de Markakis y Mitchell, (Ref. 4), la aproximación de reducidas deformaciones y esfuerzos distribuidos dan como resultado la siguiente ecuación, verificada por el ensaye de 25 especímenes.

$$V_c = \frac{0.85 f'_c b l_c}{1 + 3.6 \left( \frac{e}{l_c} \right)} \quad 4.34$$

La capacidad adicional que se tiene debido a barras de refuerzo soldadas a la sección de acero, es calculada por suponer que el refuerzo actúa en el centro de la compresión y éste refuerzo cerca de la aplicación de la carga es balanceado por el refuerzo cercano a la parte final del miembro de acero, donde la contribución adicional del refuerzo soldado en el empotramiento y con  $A_s = A'_s$ ,

$$V_R = \frac{2 A_s f_y}{1 + \frac{6 (e / l_c)}{(4.8 s / l_c) - 1}} \quad 4.35$$

Por lo tanto la capacidad máxima del concreto para perfiles estructurales típicos empotrados en una columna o cualquier otro miembro de un solo lado se calcula como:

$$V_u = \phi ( V_c + V_R ) \quad 4.36$$

La notación para las ecuaciones descritas es la que se presenta en la figura 4.11.

Donde:

- $V_c$  = Fuerza nominal de la sección controlada por concreto, Kg.
- $f'_c$  = Resistencia del concreto, Kg/cm<sup>2</sup>.
- $b$  = Ancho de la ménsula, cm.
- $l_c$  = Longitud de empotramiento, cm.
- $e$  = Longitud del centro del empotramiento al punto de aplicación de la carga, cm.
- $s$  = Distancia entre acero vertical de refuerzo, cm.
- $V_R$  = Fuerza nominal adicional de la sección suministrada de acero, Kg.
- $A_s$  = Area de refuerzo vertical, cerca de la aplicación de la carga, cm<sup>2</sup>,  
(suponiendo se encuentra a una distancia de  $V_u/0.85f'_c$ ).
- $f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero, Kg/cm<sup>2</sup>.

Markakis y Mitchell sugieren seguir las siguientes recomendaciones (Ref. 4):

- 1.- En columnas con espacios reducidos con soportes por arriba y por debajo de la ménsula, el ancho efectivo  $b$ , puede suponerse como el ancho de la región confinada ó 2.5 veces el ancho de la sección de acero, cualquiera que sea la menor.
- 2.- Para miembros empotrados delgados, tal como se muestra en la figura 4.11., la parte interna debe ser llenada con concreto para prevenir pandeo local.
- 3.- Cuando el refuerzo implementado  $A_s$  y  $A'_s$ , ambos son anclados por arriba y por debajo al miembro de acero, ver figura 4.11., eso puede ser calculado dos veces.
- 4.- La sección crítica por flexión del miembro de acero es localizada a una distancia  $V_u / (0.85 f'_c)$  frente a la cara de la columna, haciendo otras comparaciones de las ecuaciones del manual del P.C.I. con las de Markakis y Mitchell, (Ref. 4), las recomendaciones y ecuaciones se ven razonables y concordantes con la suposición del empotramiento y colocación del refuerzo utilizado.

El diseño por flexión en la sección de acero será:

$$V_u = \frac{\phi Z_s f_y}{a + \left[ \frac{V_u}{0.85 f'_c b} \right]} \quad 4.37$$

Donde:

$Z_s$  = Módulo de sección plástica,  $\text{cm}^3$ .



## **CAPITULO V**

### **EJEMPLOS DE DISEÑO.**

En este capítulo la intención que persigue es el diseñar ciertas conexiones típicas entre columnas y vigas de elementos prefabricados, en los tres siguientes ejemplos solo nos encargaremos del diseño en sí de la zona de la conexión, esto quiere decir que hemos contado con un diseño anterior de la columna y de la viga, los cuales han sido revisados y diseñados conforme a lo que marcan las NTCDF-87 para estructuras de concreto.

Para el diseño las cargas utilizadas son las últimas con las que realizaremos los cálculos. Los elementos a unir serán los que se muestran en la figura 5.1.

Notación:

$f'_c$	= Resistencia del concreto, Kg/cm <sup>2</sup> .
$f_y$	= Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, Kg/cm <sup>2</sup> .
$\mu$	= Coeficiente de fricción = 1.4
$a$	= Distancia del paño de la columna al punto de aplicación de la carga, cm.
$H$	= Peralte total de la viga, cm.
$d$	= Peralte efectivo de la viga o de la ménsula, cm.
$b_v$	= Ancho de la viga, cm.
$b_c$	= Ancho de la columna, cm.
$b_m$	= Ancho de la ménsula, cm.
$V_u$	= Fuerza cortante última, Kg.
$N_u$	= Fuerza axial última, Kg.
$s$	= Distancia del paño de la columna a la viga, cm.
Rec	= Recubrimiento, cm.
$\rho$	= Porcentaje de acero.
$L_{db}$	= Longitud de desarrollo de la barra, cm.
$d_b$	= Diámetro de la barra, cm.
$a_s$	= Área de acero de una barra, cm <sup>2</sup> .
$A_s + A_n$	= Área de acero para resistir fricción por cortante, cm <sup>2</sup> .
$A_{sh}$	= Área de acero para resistir la tensión diagonal, cm <sup>2</sup> .
$f_{cc}$	= Aplastamiento de concreto confinado, Kg/cm <sup>2</sup> .
$A_{vf}$	= Área de acero para grietas verticales de fricción por cortante, cm <sup>2</sup> .
$A_{sh}$	= Estribos del extremo desbastado que toman cortante, acero para grietas verticales, cm <sup>2</sup> .
$A_{cv}$	= Área de acero para confinamiento de grietas verticales, cm <sup>2</sup> .
$A_{ch}$	= Área de acero para confinamiento de grietas horizontales, cm <sup>2</sup> .
$H_m$	= Peralte total de la ménsula, cm.
$B$	= Peralte del paño exterior de la ménsula, cm. = $0.5H_m$ .
$f_c$	= Aplastamiento en el concreto confinado, Kg/cm <sup>2</sup> .
$l_p$	= Longitud total de la ménsula, cm.
$l_c$	= Longitud de empotramiento del acero estructural, cm.
$b$	= Ancho de la ménsula de acero estructural, cm.
$e$	= Distancia del centro de $l_c$ a el punto de aplicación de la carga, cm.
$Z$	= Módulo de sección plástico, cm <sup>3</sup> .

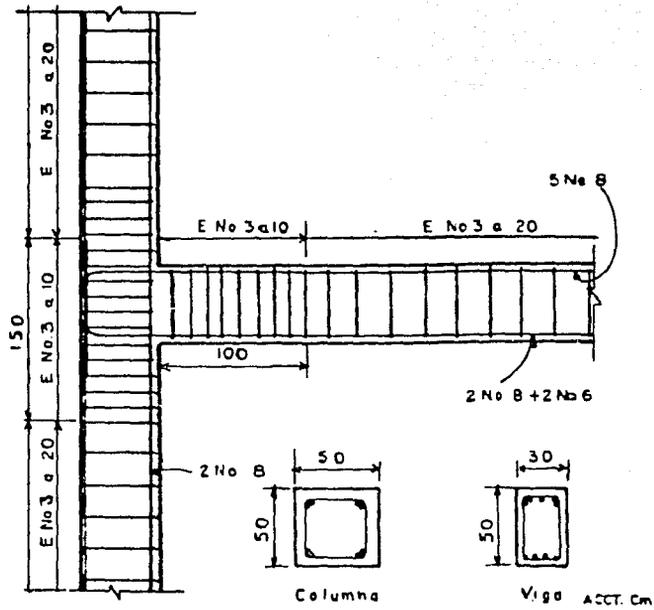


Fig. 5.1 Detalles de los elementos a conectar (viga - columna).

## 5.1. EJEMPLO No 1.

Diseñe la conexión entre la viga y la columna de concreto, los cuales han sido prefabricados, la columna cuenta con una ménsula de concreto reforzado y conecta a la viga de extremo no desbastado.

Datos:

$$\begin{aligned} f'_c &= 350 \text{ Kg/cm}^2. \\ f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2. \\ V_u &= 37000 \text{ Kg.} \\ N_u &= 7500 \text{ Kg.} \\ h &= 50 \text{ cm.} \\ b_c &= 30 \text{ cm.} \\ b_m &= 30 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Ver figura 5.2.

### Diseño de la ménsula de concreto reforzado de la columna.

En la figura 5.3. observamos con claridad las solicitaciones a las que se encuentra sometida la ménsula de la columna.

Recomendaciones, (Ref. 12):

$$s = 2 - 3 \text{ cm.}$$

$$a/d = 0.15 \text{ a } 0.4$$

$$a = s + 0.5i$$

$$i = V_u / (b \times 0.5f'_c) \quad \mathbf{5.1}$$

si proponemos una separación de  $s = 2.5 \text{ cm.}$

calculemos la longitud del amortiguador con al ecuación 5.1.

$$i = 37000 / (30 \times 0.5 \times 350) = 7.05 \text{ cm.}$$

determinemos la distancia  $a$  de la cara de la columna a el punto de aplicación de la carga.

$$a = s + 0.5i = 2.5 + 0.5(7.05) = 6.03 \text{ cm.} = 6.5 \text{ cm.}$$

si proponemos  $a/d = 0.35$

$$d = a / 0.35 = 6.5 / 0.35 = 18.57 \text{ cm.} = 19 \text{ cm.}$$

Si el recubrimiento que se tienen es de 2 cm. y el acero de confinamiento propuesto, serán barras del No 3 con  $d_b = 0.95$  cm.

$$H_m = d + \text{Rec} + 0.5d_b = 19 + 2 + 0.5(0.95) = 21.48 \text{ cm.} = 22 \text{ cm.}$$

y si se recomienda que  $B = 0.5H_m = 0.5(22) = 11$  cm.

En la figura 5.4 se muestra la geometría de la ménsula de concreto reforzado propuestá.

Calculemos las áreas de acero necesarias para la ménsula de concreto reforzado.

- Determinemos el área de acero necesaria para resistir la fricción por cortante, tomaremos el que rige de las ecuaciones 4.13 ó 4.14 del capítulo IV.

De la ecuación 4.13 y sustituyendo:

$$A_s + A_n = \frac{1}{0.85 \times 4200} \left[ 37000 \left( \frac{6.5}{19} \right) + 7500 \left( \frac{22}{19} \right) \right]$$

$$A_s + A_n = 5.98 \text{ cm}^2.$$

de la ecuación 4.14. y sustituyendo:

$$A_s + A_n = \frac{1}{0.85 \times 4200} \left[ \frac{2(37000)}{3(1.4)} + 7500 \right]$$

$$A_s + A_n = 7.04 \text{ cm}^2.$$

Rige

propongo 3 barras del No 5 y 2 barras del No 3 que dan un total de  $7.36 \text{ cm}^2$ .

- Calculemos el refuerzo horizontal para tensión diagonal  $A_{vh}$ , la ecuación más apropiada para hacerlo es la 4.16, capítulo IV, y sustituyendo tenemos que:

$$A_{vh} = 0.5 \left[ (7.36 - \left( \frac{7500}{4200} \right)) \right]$$

$$A_{vh} = 2.79 \text{ cm}^2.$$

propongo 4 barras del No 3 =  $2.84 \text{ cm}^2$ .

Calculemos el porcentaje de acero:

$$\rho = A_s + A_n / (bd) = 7.36 / (30 \times 19) = 0.0129 < 0.013$$

revisando la resistencia última del concreto al cortante en la ménsula, de la ecuación 4.12, tenemos que:

$$V_u = 0.85 \left[ 6.5 - 5.1 \sqrt{\frac{7500}{37000}} \right] \left[ 1 - 0.5 \left( \frac{6.5}{19} \right) \right] *$$

$$* \left[ 1 + (64 + 160 \sqrt{\left( \frac{7500}{37000} \right)^3} ) 0.0129 \right] \sqrt{350} (30) (19)$$

$$V_u = 63614 \text{ Kg} > 37000 \text{ por lo que está bien.}$$

- Calculo de la longitud de anclaje del refuerzo principal, si utilizo barras del No 5,  $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$ ,  $d_b = 1.59 \text{ cm}$ .

$$Ld_b = 0.06 a_s f_y / \sqrt{f'_c} = 0.06 (1.98) (4200) / \sqrt{350} = 27 \text{ cm.}$$

$$0.006 d_b f_y = 0.006 (1.59) (4200) = 40 \text{ cm. Rige}$$

$$12 d_b = 12 (1.59) = 19 \text{ cm.}$$

Por lo que la longitud de desarrollo a utilizar será:

$$1.7 Ld_b = 1.7 (40) = 68 \text{ cm.} = 70 \text{ cm.}$$

El armado final de la ménsula se muestra en la figura 5.5

- Revisemos el aplastamiento del concreto confinado:

$$l_p = a + 0.5i + \text{Rec} = 6.5 + 0.5(7.05) + 2 = 12.03 \text{ cm.} = 13 \text{ cm.}$$

$$f_s = V_u / (b \times l_p) < 0.5 f'_c$$

$$f_s = 37000 / (30 \times 13) < 0.5(350)$$

$$f_s = 94.87 \text{ Kg/cm}^2. < 175 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Se cumple, no existe problema.}$$

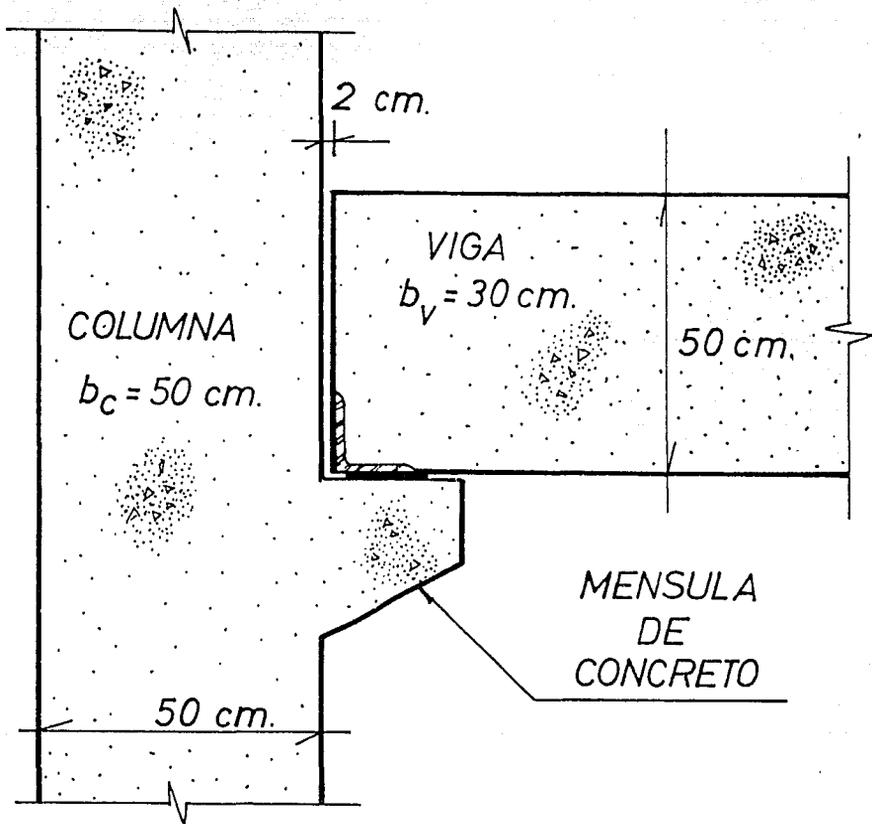


Fig. 5.2 Esquema de la conexión de diseño.

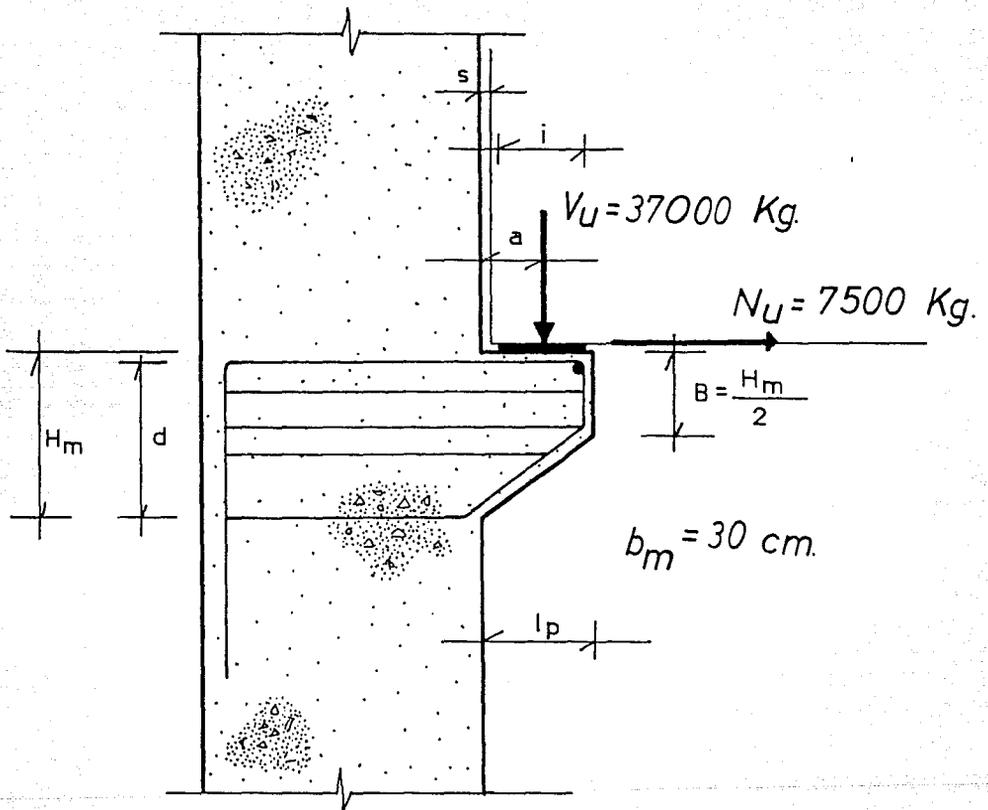


Fig. 5.3 Solicitaciones a las que se encuentra la ménsula.

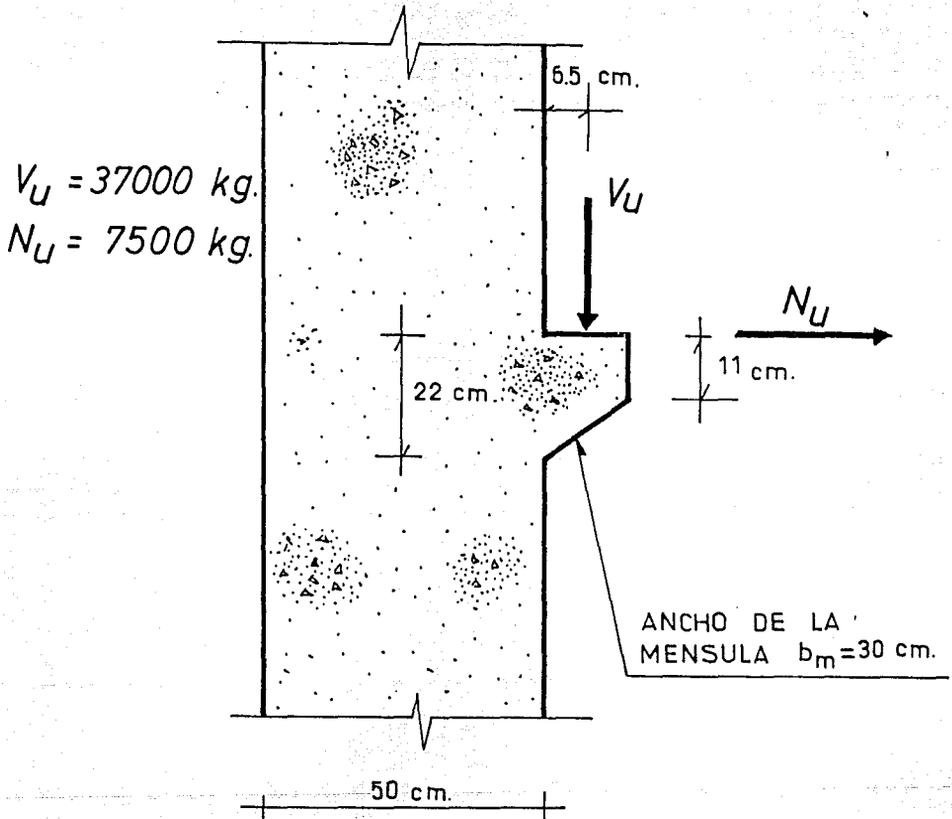


Fig. 5.4 Geometría del diseño de la ménsula.

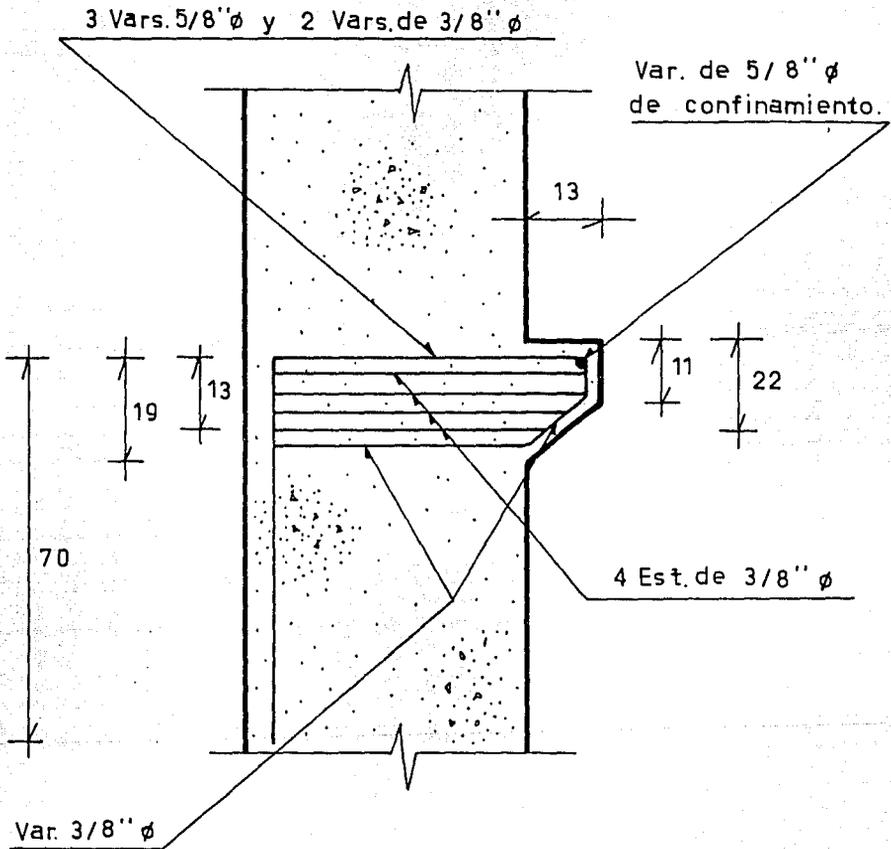


Fig. 5.5 Armado de la ménsula de concreto reforzado.

### Diseño de la viga de extremo no desbastado.

Datos:

$$\begin{aligned} V_u &= 37000 \text{ Kg.} \\ N_u &= 7500 \text{ Kg.} \\ \mu &= 1.4 \\ \phi &= 0.85 \\ f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2. \end{aligned}$$

- Calculo del área de acero para grietas verticales debidas a la fricción por cortante, sustituyendo de la ecuación 4.8, tenemos que:

$$A_{vf} = \frac{1}{0.85 (4200)} \left[ \frac{37000}{1.4} + 7500 \right]$$

$$A_{vf} = 9.50 \text{ cm}^2.$$

Propongo 4 barras del No 5 y 2 del No 4 que dan un total de 10.46 cm<sup>2</sup>.

Por otro lado:  $N_u \geq 0.2 V_u$

revisándolo tenemos:

$$0.2 (37000) = 7400 \text{ Kg} < N_u = 7500 \text{ Kg. esta bien.}$$

Su longitud de desarrollo será la siguiente si utilizamos barras del No 5,  $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$ ,  $d_b = 1.59 \text{ cm}$ .

$$Ld_b = 0.06 a_s f_y / \sqrt{f'_c} = 0.06 (1.98) (4200) / \sqrt{350} = 27 \text{ cm.}$$

$$0.006 d_b f_y = 0.006 (1.59) (4200) = 40 \text{ cm. Rige}$$

$$12 d_b = 12 (1.59) = 19 \text{ cm.}$$

Por lo que la longitud de desarrollo a utilizar será:

$$2 Ld_b = 2 (40) = 80 \text{ cm.}$$

- Calculo del área para grietas horizontales.

Sustituyendo en la ecuación 4.9, queda:

$$A_{sh} = \frac{10.46 (4200)}{1.4 (4200)}$$

$$A_{sh} = 7.47 \text{ cm}^2.$$

Proponemos 6 barras del No 4 = 7.62 cm<sup>2</sup>.

- Area de refuerzo de confinamiento en dirección vertical y horizontal, sustituyendo de la ecuación 4.10, resulta:

$$A_{cv} = A_{ch} = \frac{37000}{51.6 (4200)}$$

$$A_{cv} = A_{ch} = 0.17 \text{ cm}^2.$$

Por confinamiento se propone:

Acero vertical 2 barras del No 3, Acero horizontal 2 barras del No 3, lo que da un total de 2.85 cm<sup>2</sup>.

Su longitud de desarrollo será la siguiente si utilizamos barras del No 3,  $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$ ,  $d_b = 0.95 \text{ cm}$ .

$$Ld_b = 0.06 a_s f_y / \sqrt{f'_c} = 0.06 (0.71) (4200) / \sqrt{350} = 10 \text{ cm}.$$

$$0.006 d_b f_y = 0.006 (0.95) (4200) = 24 \text{ cm. Rige}$$

$$12 d_b = 12 (0.95) = 12 \text{ cm}.$$

Por lo que la longitud de desarrollo a utilizar será:

$$2 Ld_b = 2 (24) = 48 \text{ cm.} = 50 \text{ cm}.$$

En la figura 5.6 se muestra el armado diseñado para la viga de extremo desbastado.

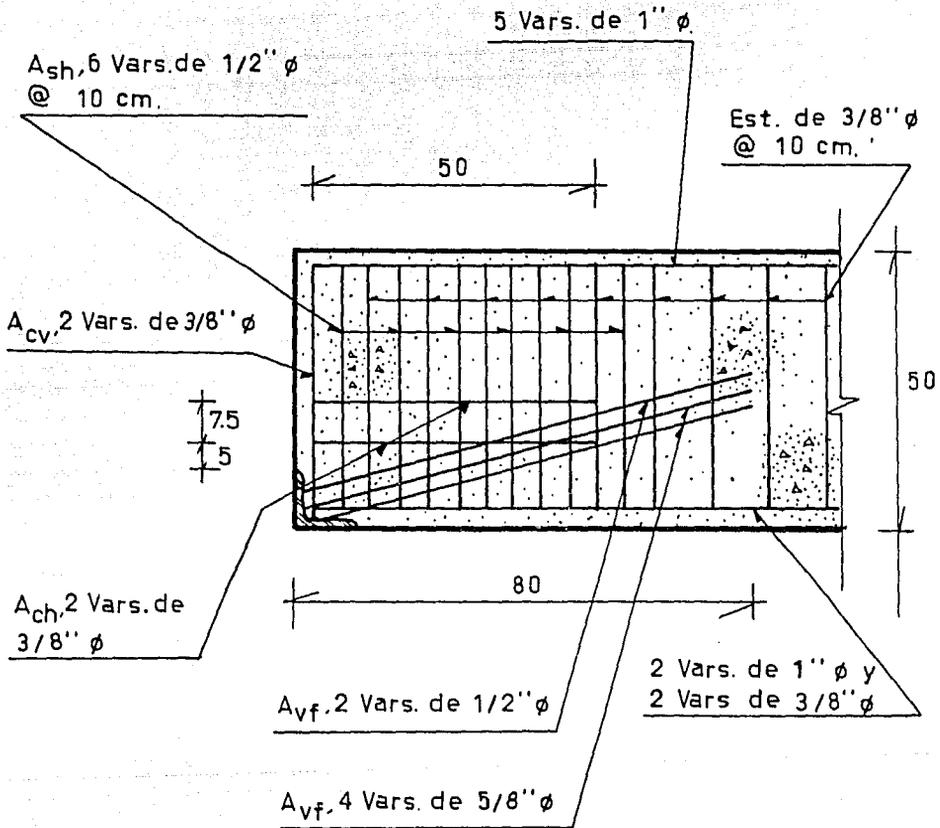


Fig. 5.6 Armado de la viga de extremo no desbastado.

## 5.2. EJEMPLO No 2.

Diseñe la ménsula de concreto reforzado de una columna, en la cual se apoya una viga prefabricada, también diseñe el extremo desbastado de la viga, para poder garantizar una buena articulación en la zona de la unión.

Datos:

$$\begin{aligned} f'_c &= 350 \text{ Kg/cm}^2. \\ f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2. \\ V_u &= 43000 \text{ Kg.} \\ N_u &= 16000 \text{ Kg.} \\ h &= 50 \text{ cm.} \\ b_c &= 30 \text{ cm.} \\ b_m &= 30 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Ver figura 5.7.

### Diseño de la ménsula de concreto reforzado de la columna.

Si sabemos que la ménsula de concreto reforzado esta expuesta a las solicitaciones que se muestran en la figura 5.8., diseñese con el criterio del P.C.I., (Ref. 4).

Y siguiendo con las recomendaciones del ejemplo No 1, y si sabemos que la separación del a viga con respecto al paño de la columna es de:

$$s = 2 \text{ cm.}$$

Calculemos la longitud del amortiguador con la ecuación 5.1

$$i = 43000 / (30 \times 0.5 \times 350) = 8.19 \text{ cm.} = 8.5 \text{ cm.}$$

Determinemos la distancia de la aplicación de la carga al paño de la cara de la columna.

$$a = s + 0.5i = 2 + 0.5(8.5) = 6.25 \text{ cm.} = 6.5 \text{ cm.}$$

Si proponemos  $a / d = 0.22$

$$d = a / 0.22 = 6.5 / 0.22 = 29.5 \text{ cm.} = 30 \text{ cm.}$$

Si el recubrimiento será de 3 cm.

$$H_m = d + \text{Rec} = 30 + 3 = 33 \text{ cm.}$$

$$B = H_m / 2 = 33 / 2 = 16.5 \text{ cm.} = 17 \text{ cm.}$$

$$l_p = a + 0.5i + \text{Rec} = 6.5 + 0.5(8.5) + 3 = 13.75 \text{ cm.} = 14 \text{ cm.}$$

En la figura 5.9. se aprecia en forma clara la geometría propuesta por el diseño.

Determinación de las áreas de acero necesarias para la ménsula de concreto reforzado.

- Determinemos el área de acero necesaria para resistir la fricción por cortante, tomaremos el que rige de las ecuaciones 4.13 ó 4.14 del capítulo IV.

De la ecuación 4.13 y sustituyendo tenemos que:

$$A_s + A_n = \frac{1}{0.85 \times 4200} [43000 \left( \frac{6.5}{30} \right) + 16000 \left( \frac{33}{30} \right)]$$

$$A_s + A_n = 7.54 \text{ cm}^2.$$

de la ecuación 4.14. y sustituyendo tenemos que:

$$A_s + A_n = \frac{1}{0.85 \times 4200} \left[ \frac{2(43000)}{3(1.4)} + 16000 \right]$$

$$A_s + A_n = 10.22 \text{ cm}^2.$$

Rige

propongo 4 barras del No 6 = 11.4 cm<sup>2</sup>.

Verifiquemos que se cumpla el porcentaje de acero:

$$\rho = A_s + A_n / (bd) = 11.4 / (30 \times 30) = 0.0127 < 0.013$$

- Calculemos el refuerzo horizontal de confinamiento para tensión diagonal  $A_{vh}$ , la ecuación más apropiada para hacerlo es la 4.16, capítulo IV, sustituyendo tenemos que:

$$A_{vh} = 0.5 \left[ (11.4 - \left( \frac{16000}{4200} \right)) \right]$$

$$A_{vh} = 3.80 \text{ cm}^2.$$

propongo 3 barras del No 4 = 3.81 cm<sup>2</sup>.

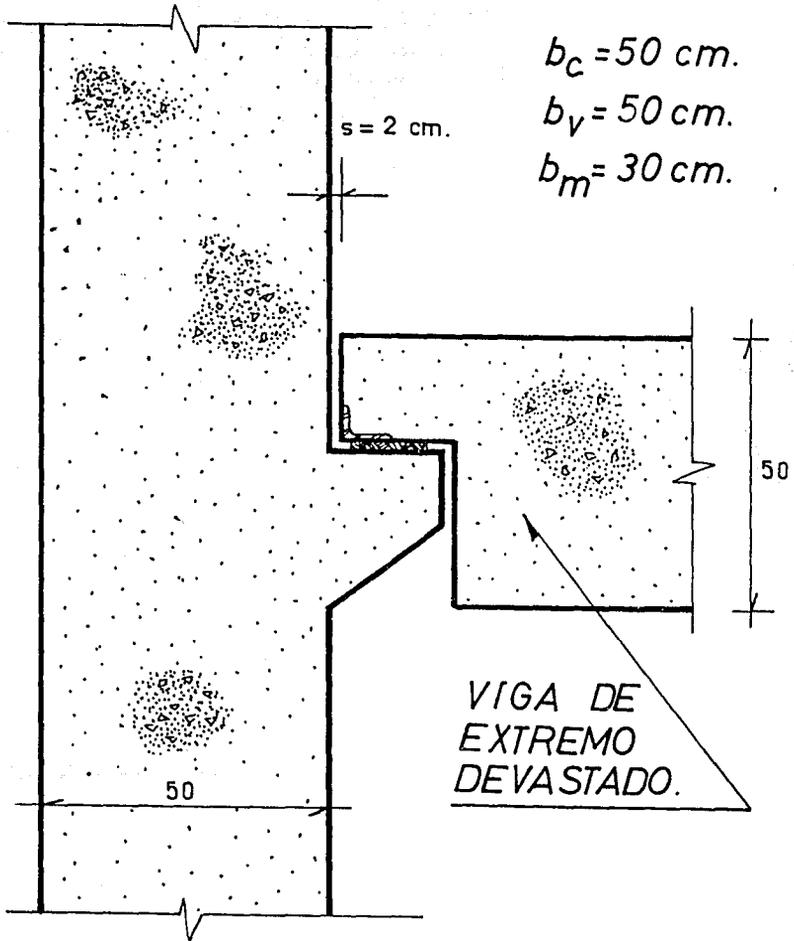


Fig. 5.7 Detalle de los elementos a conectar.

$$V_U = 43000 \text{ kg.}$$
$$N_U = 16000 \text{ kg.}$$

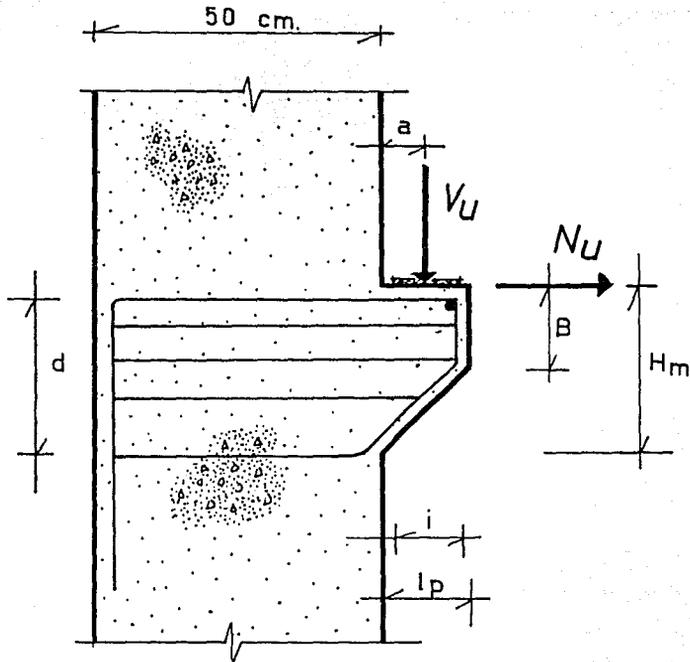


Fig. 5.8 Solicitaciones a las que se encuentra la ménsula.

DATOS:

$$a = 65 \text{ cm.}$$

$$B = 17 \text{ cm.}$$

$$H_m = 33 \text{ cm.}$$

$$b_m = 30 \text{ cm.}$$

$$V_U = 43000 \text{ kg.}$$

$$N_U = 16000 \text{ kg.}$$

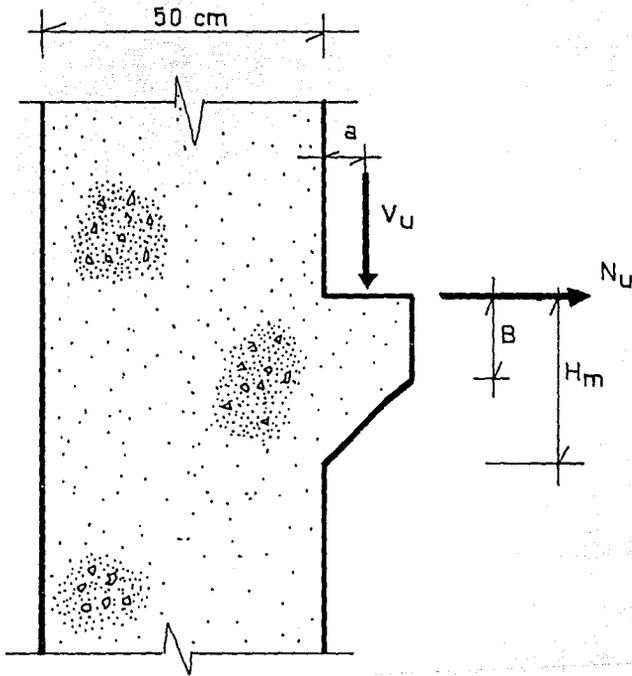


Fig. 5.9 Geometría del diseño de la ménsula.

Revisando la resistencia última del concreto al cortante en la ménsula, de la ecuación 4.12, tenemos que:

$$V_u = 0.85 \left[ 6.5 - 5.1 \sqrt{\frac{16000}{43000}} \right] \left[ 1 - 0.5 \left( \frac{6.5}{30} \right) \right] * \\ * \left[ 1 + (64 + 160 \sqrt{\left( \frac{16000}{43000} \right)^3} ) 0.0126 \right] \sqrt{350} (30) (30)$$

$$V_u = 98348 \text{ Kg} > 43000 \text{ Kg. por lo que esta bien.}$$

- Calculo de la longitud de anclaje del refuerzo principal, si utilizo barras del No 6,  $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$ ,  $d_b = 1.90 \text{ cm}$ .

$$Ld_b = 0.06 a_s f_y / \sqrt{f'_c} = 0.06 (2.85) (4200) / \sqrt{350} = 39 \text{ cm.}$$

$$0.006 d_b f_y = 0.006 (1.90) (4200) = 48 \text{ cm. Rige}$$

$$12 d_b = 12 (1.90) = 23 \text{ cm.}$$

Por lo que la longitud de desarrollo a utilizar será:

$$1.7 Ld_b = 1.7 (48) = 82 \text{ cm.} = 85 \text{ cm.}$$

La ménsula queda como se muestra en la figura 5.10

#### Diseño de la viga de extremo desbastado.

Para el diseño de la viga desbastada, se pretenden añadir las cantidades de acero necesarias para que sea segura la conexión, por lo que esquemáticamente se muestran los requerimientos de acero, esto se ilustra con claridad en la figura 5.11.

Datos:

$$\begin{aligned} V_u &= 43000 \text{ Kg.} \\ N_u &= 16000 \text{ Kg.} \\ \mu &= 1.4 \\ \phi &= 0.85 \\ f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2. \\ a &= 14 \text{ cm.} \\ h &= 25 \text{ cm.} \\ \text{Rec} &= 3 \text{ cm.} \end{aligned}$$

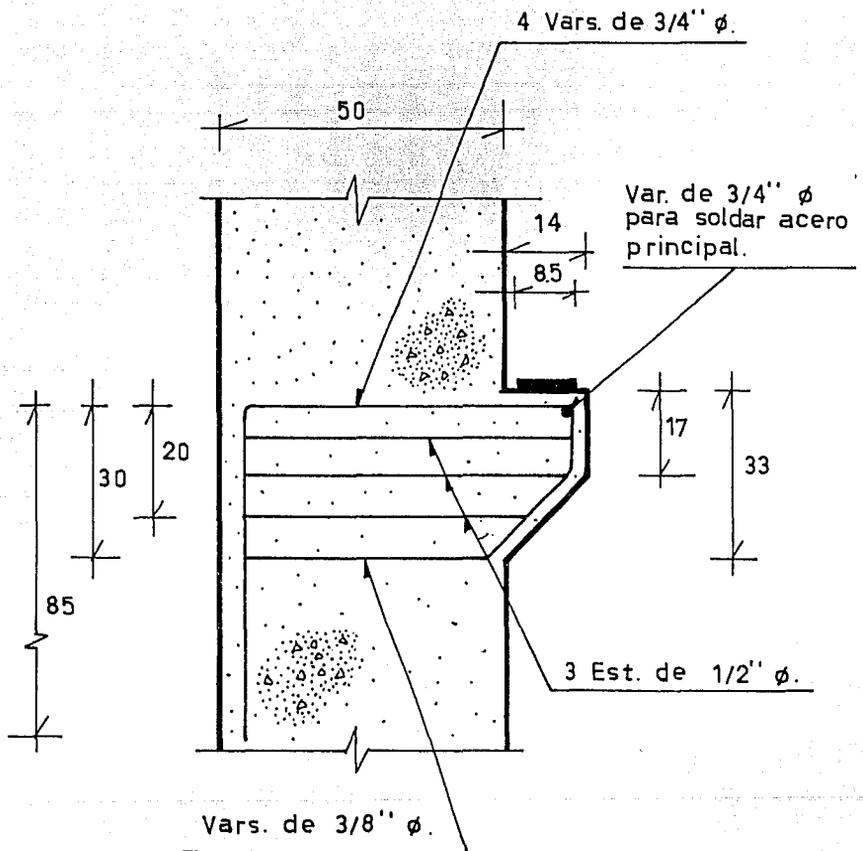


Fig. 5.10 Armado de la ménsula de concreto reforzado.

$$\begin{aligned}
 V_U &= 43000 \text{ kg.} & d &= 21 \text{ cm.} \\
 T_U &= 16000 \text{ kg.} & a &= 14 \text{ cm.} \\
 h &= 25 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

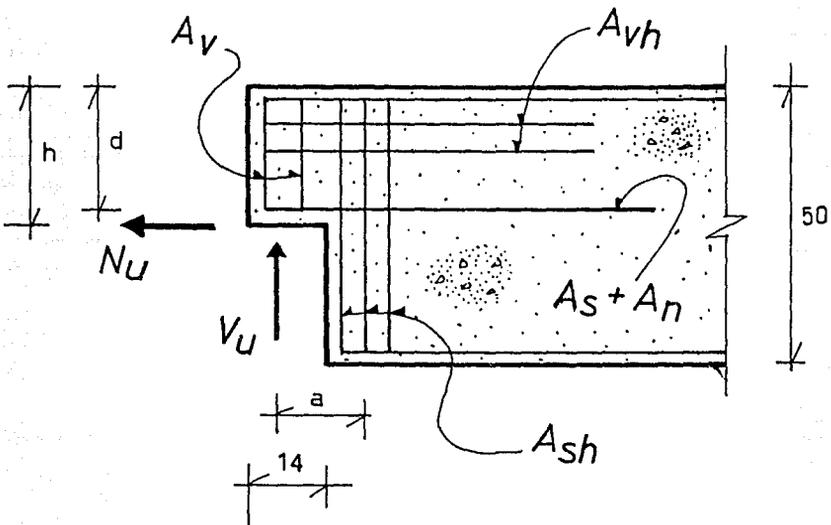


Fig. 5.11 Areas de acero necesarias para la viga desbastada.

Por lo que  $d = h - \text{Rec} - 0.5d_b$ , proponemos utilizar barras del No 8, por lo que:

$$d = 25 - 3 - 0.5(2.54) = 21 \text{ cm.}$$

- Cálculo del área de acero debida al momento y la carga axial, esto lo evaluaremos de la ecuación 4.21, y sustituyendo tenemos que:

$$A_s + A_n = \frac{1}{0.85 \times 4200} [43000 \left(\frac{14}{21}\right) + 16000 \left(\frac{25}{21}\right)]$$

$$A_s + A_n = 13.37 \text{ cm}^2.$$

- Cortante directo en la parte final prolongada, para esta cantidad de acero necesaria utilizaremos la expresión 4.26, para determinar cual es la que rige, sustituyendo tenemos que:

$$A_s + A_n = \frac{2(43000)}{3(0.85)(4200)(1.4)} + \frac{16000}{0.85(4200)}$$

$$A_s + A_n = 10.22 \text{ cm}^2 < 13.37 \text{ cm}^2.$$

Por lo que utilizo  $A_s + A_n = 13.37 \text{ cm}^2$ . y la proposición será:

$$2 \text{ barras del No 8 más 2 barras del No 5} = 14.10 \text{ cm}^2.$$

- Cálculo del área de acero  $A_{vh}$ , lo determinaremos de la ecuación 4.27

$$A_{vh} = \frac{43000}{3(0.85)(4200)(1.4)}$$

$$A_{vh} = 2.87 \text{ cm}^2.$$

Y de la ecuación 4.29, revisemos las recomendaciones mínimas.

$$A_{vh \text{ mín}} = \frac{40(30)(25)}{4200} \quad \text{Rige}$$

$$A_{vh \text{ mín}} = 7.14 \text{ cm}^2.$$

Por lo que propongo 4 barras del No 5 = 7.92 cm<sup>2</sup>.

- Tensión diagonal en la esquina entrante.

De la ecuación 4.25, y sustituyendo tenemos:

$$A_{sh} = \frac{43000}{0.85(4200)}$$

$$A_{sh} = 12.04 \text{ cm}^2.$$

serán 3 barras del No 6 y 2 del No 5, da un total de 12.51 cm<sup>2</sup>.

- Tensión diagonal en la parte final prolongada.

De la ecuación 4.31, calculemos el área de acero necesaria y sustituyendo obtenemos:

$$A_v \text{ mín} = \frac{1}{2(4200)} \left[ \frac{43000}{0.85} - 2(1)(30)(21)\sqrt{350} \right]$$

$$A_v \text{ mín} = 3.22 \text{ cm}^2.$$

Con 2 barras del No 5 = 3.96 cm<sup>2</sup>.

Revisando la carga última de la viga tenemos que sustituyendo de la ecuación 4.30

$$43000 \leq 0.85 [ (3.96 + 7.92) 4200 + 2(1)(30)(21)\sqrt{350} ]$$

$$43000 \text{ Kg.} < 62448 \text{ Kg.}$$

- Calculo de las longitudes de desarrollo del acero de refuerzo.

- Para  $A_s + A_n$ .

Si utilizo barras del No 8,  $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$ ,  $d_b = 2.54 \text{ cm}$ .

$$Ld_b = 0.06 a_s f_y / \sqrt{f'_c} = 0.06 (5.07) (4200) / \sqrt{350} = 68 \text{ cm. Rige}$$

$$0.006 d_b f_y = 0.006 (2.54) (4200) = 64 \text{ cm.}$$

$$12 d_b = 12 (2.54) = 31 \text{ cm.}$$

Su longitud de desarrollo será:

$$Ld_b = H - d + Ld_b = 50 - 21 + 68 = 97 \text{ cm.} = 100 \text{ cm.}$$

- Para  $A_{vh}$ .

Si utilizo barras del No 5,  $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$ ,  $d_b = 1.59 \text{ cm}$ .

$$Ld_b = 0.06 a_s f_y / \sqrt{f'_c} = 0.06 (1.98) (4200) / \sqrt{350} = 27 \text{ cm.}$$

$$0.006 d_b f_y = 0.006 (1.59) (4200) = 40 \text{ cm. Rige}$$

$$12 d_b = 12 (1.59) = 20 \text{ cm.}$$

Su longitud de desarrollo será:

$$Ld_b = 1.7Ld_b = 1.7(40) = 68 \text{ cm.} = 70 \text{ cm.}$$

El diseño obtenido del extremo desbastado de la viga se muestra en la figura 5.12.

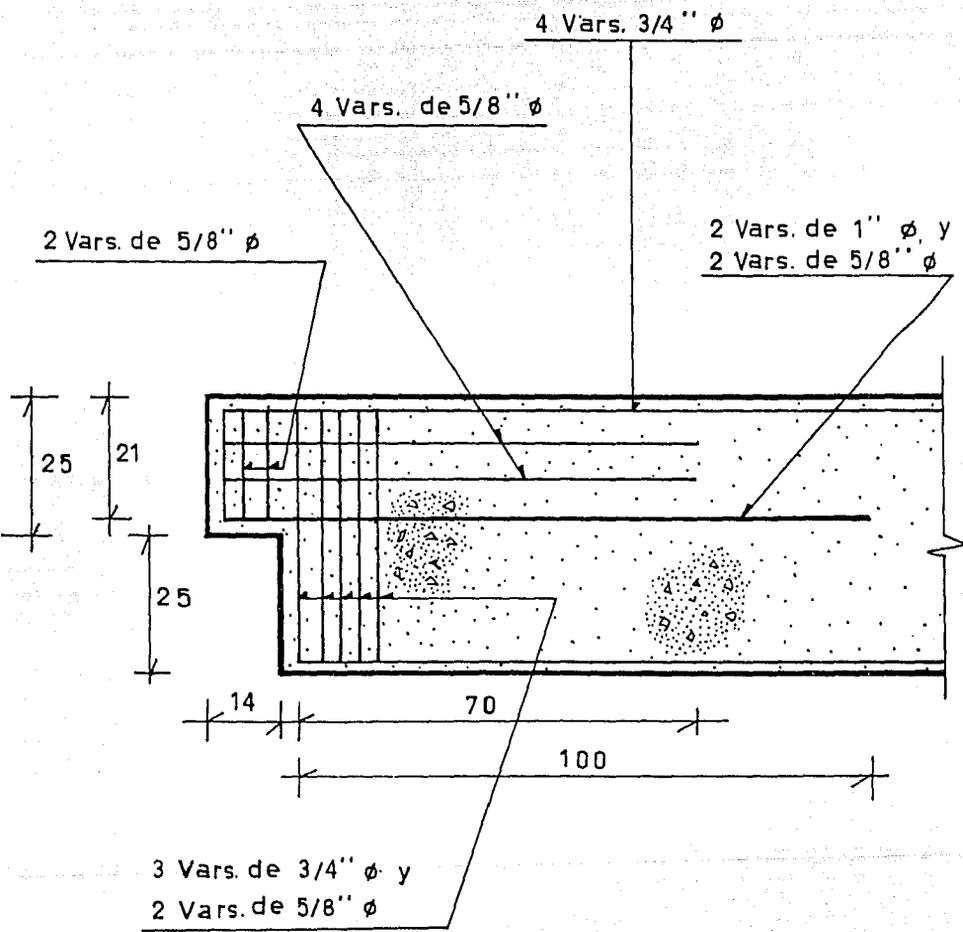


Fig. 5.12 Armado de la viga desbastada.

### 5.3. EJEMPLO No 3.

Diseñe la conexión, para una columna de 60 x 60, y una viga de 30 x 50, de extremo desbastado, la columna soportará a la viga mediante una ménsula de acero estructural soldada a la viga, además se requiere de que la conexión sea capaz de transmitir momento, por lo que hay que realizar un buen diseño de continuidad del acero de refuerzo entre la viga y la columna.

En la figura 5.13, se aprecian las solicitaciones a las que esta sometida la conexión y algunas de las propuestas generadas para poder iniciar el diseño.

Datos:

$$\begin{aligned} f'_c &= 350 \text{ Kg/cm}^2. \\ f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2. \\ V_u &= 52000 \text{ Kg.} \\ N_u &= 10500 \text{ Kg.} \\ h &= 50 \text{ cm.} \\ b_c &= 30 \text{ cm.} \\ b &= 15 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Calculemos la longitud de empotramiento de la ménsula de acero:

$$l_c = 60 - 7 = 53 \text{ cm.}$$

y si sabemos que  $a = 10 \text{ cm.}$

$$e = 0.5l_c + a = 0.5(53) + 10 = 36.5 \text{ cm.}$$

revisando la relación  $e / l_c \geq 0.5$  tenemos que:

$$36.5 / 53 = 0.69 \text{ por lo que } \geq 0.5, \text{ no hay problema.}$$

- Cálculo de la fuerza nominal de la sección controlada por concreto, sustituyendo en la ecuación 4.34, queda:

$$V_n = \frac{0.85(350)(15)(53)}{1 + 3.6(0.69)}$$

$$V_n = 67885 \text{ Kg.}$$

$$V_u = 0.85(67885) = 57703 \text{ Kg.}$$

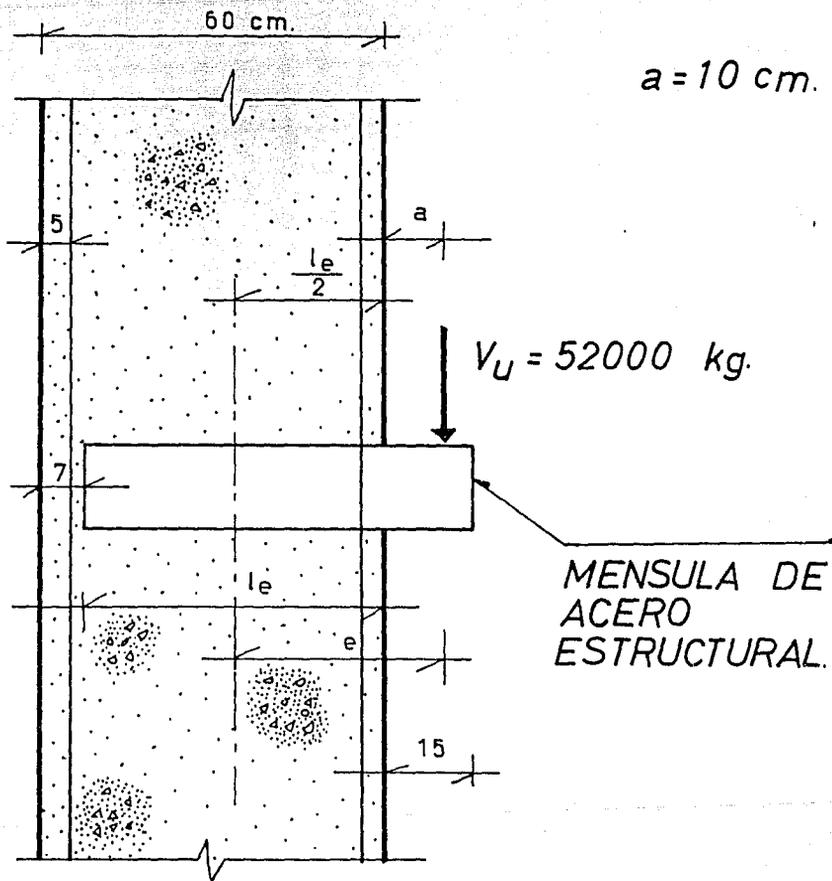


Fig. 5.13 Solicitaciones a las que esta expuesta la ménsula de acero estructural.

- Revisión de la sección de acero por flexión, utilizaremos la ecuación 4.37.

Para darnos una idea de la magnitud del módulo de sección plástico que se requiere en la ménsula de acero, de la ecuación 4.37 despejaremos  $Z_x$ , y sustituiremos la fuerza  $V_u$ , por lo que despejando  $Z_x$  queda como a continuación se ve:

$$Z_x = \frac{V_u (a + V_u / (0.85 f'_c b))}{\phi f_y}$$

sustituyendo en la ecuación anterior tenemos que:

$$Z_x = \frac{52000 (10 + 52000 / (0.85 (350) (15)))}{0.85 (4200)}$$

$$Z_x = 315.4 \text{ cm}^3.$$

Con este valor podemos proponer una sección estructural comercial, para esto nos valemos del Manual del AHMSA, (Ref.11), entonces la propuesta que se hace es utilizar una sección de dos ángulos de lados iguales en cajón de 152 x 152 x 16 mm. la cual tiene en módulo de sección plástico de  $Z_x = 389.5 \text{ cm}^3$ .

Para esta sección revisaremos la sección controlada por concreto y la flexión en el acero de la ménsula, en la figura 5.14 apreciamos la sección transversal del perfil estructural de la ménsula de acero.

- Revisemos la sección controlada por concreto, de la ecuación 4.34

$$V_n = \frac{0.85 (350) (15.2) (53)}{1 + 3.6 (0.69)}$$

$$V_n = 68790 \text{ Kg.}$$

$$V_u = 0.85(68790) = 58472 \text{ Kg.} > 52000 \text{ Kg.}$$

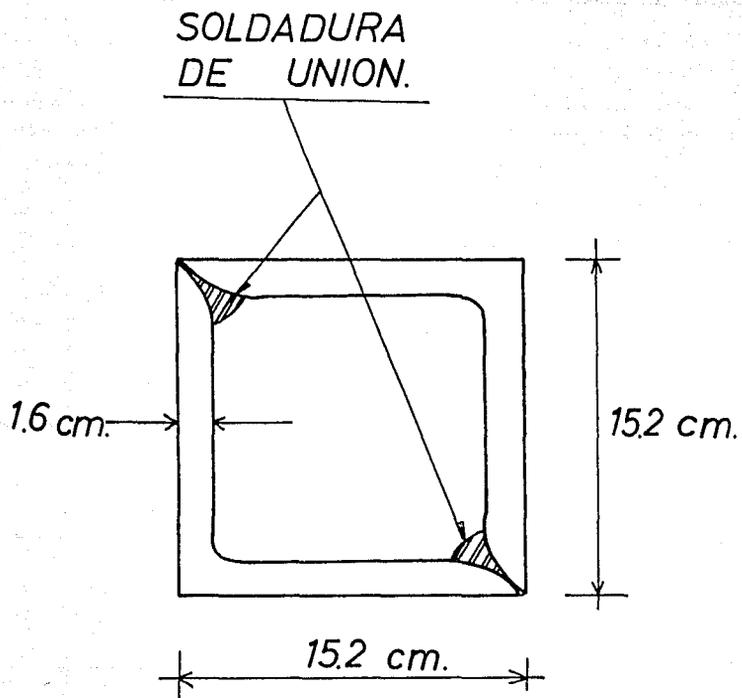


Fig. 5.14 Sección transversal de la ménsula de acero.

- Revisemos la sección de acero por flexión sustituyendo en la ecuación 4.37

$$V_u = 0.85 \left[ \frac{0.85 (389.5) (42000)}{10 + \frac{52000}{0.85 (350) (15.2)}} \right]$$

$$V_u = 54976 \text{ Kg.} > 52000 \text{ Kg.}$$

Por lo tanto; no existirá problemas con la ménsula propuesta.

### Descripción de la conexión.

La conexión se diseñará para unir una viga prefabricada de extremo desbastado y una columna hecha en obra, la viga se apoyará sobre una ménsula de sección cajón, de acero estructural, la cual sobresale de la columna una longitud de 15 cm.

Debido a requerimientos arquitectónicos, el extremo de la viga será desbastado, para facilitar el diseño, la ménsula de la columna y la parte que se conecta con la viga tendrán las mismas dimensiones, esto lo podemos apreciar en la figura 5.15., la sección transversal en la zona no desbastada de la viga será de 30 x 50 cm.

Tanto la ménsula de la columna como el borde inferior de la viga están rodeados con placas de 5/8", las dos barras del No 8 (2.54 cm.) que constituyen el refuerzo del lecho inferior se soldarán a la placa inferior del extremo de la viga, al conectar los elementos, la continuidad se lograra uniendo las placas laterales de la ménsula con las del borde inferior de la viga, através de dos barras del No 8 (2.54 cm.), que se sueldan a cada lado.

Además en el lecho superior dejaremos una sección sin barras del No 8 (2.54 cm.) en la viga, para poder dar continuidad ahogando cinco barras del No 8 (2.54 cm.) desde la columna y salientes, para anclarlas a la viga con su respectiva longitud de anclaje como lo calcularemos más adelante, para que estos conceptos queden más claros en la figura 5.15 se representan los mismos.

### Diseño del extremo desbastado de la viga.

Para este diseño del extremo, determinaremos las cantidades de acero necesarias de la figura 5.16.

Datos:

$$\begin{aligned} V_u &= 52000 \text{ Kg.} \\ N_u &= 10500 \text{ Kg.} \\ a &= 15 \text{ cm.} \\ h &= 26 \text{ cm.} \\ d &= 23 \text{ cm.} \end{aligned}$$

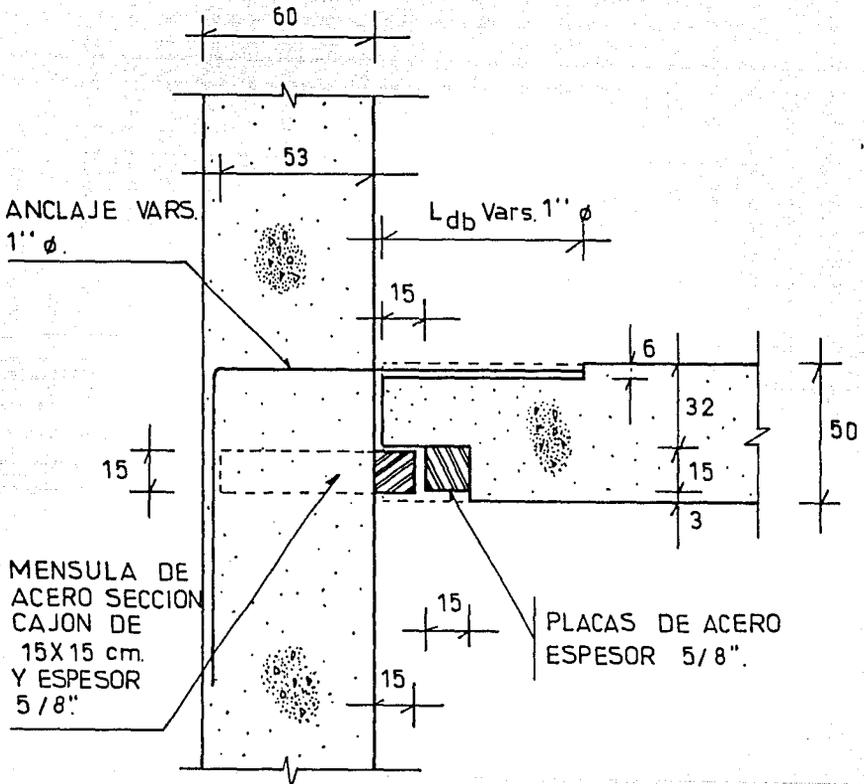


Fig. 5.15 Detalle de los elementos a conectar.

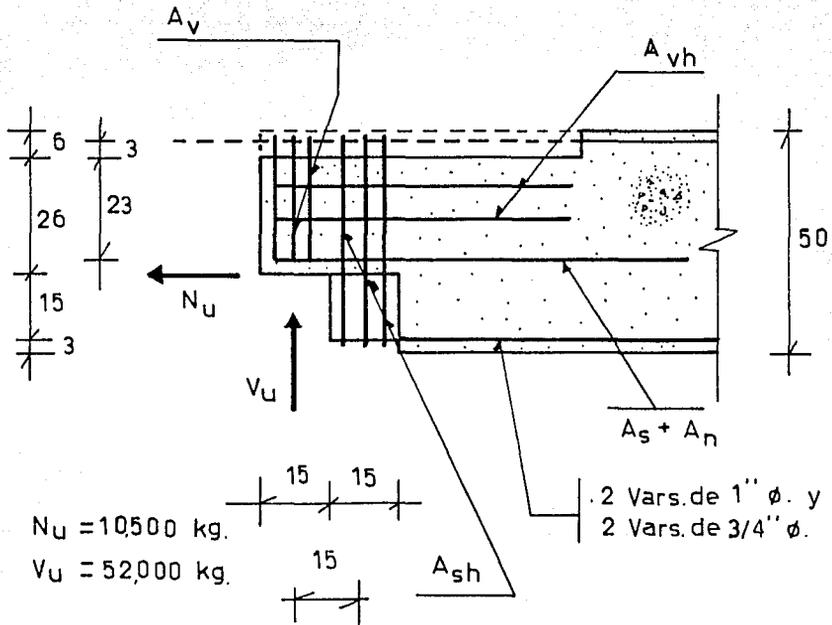


Fig. 5.16 Areas de acero necesarias para la viga desbastada.

- Cálculo del área de acero debida al momento y la carga axial, esto lo evaluaremos de la ecuación 4.21, sustituyendo tenemos que:

$$A_s + A_n = \frac{1}{0.85 \times 4200} \left[ 52000 \left( \frac{15}{23} \right) + 10500 \left( \frac{26}{23} \right) \right]$$

$$A_s + A_n = 12.82 \text{ cm}^2.$$

- Cortante directo en la parte final prolongada, para esta cantidad de acero necesaria utilizaremos la expresión 4.26, para determinar cual es la que rige, sustituyendo tenemos que:

$$A_s + A_n = \frac{2(52000)}{3(0.85)(4200)(1.4)} + \frac{10500}{0.85(4200)}$$

$$A_s + A_n = 9.88 \text{ cm}^2. < 12.82 \text{ cm}^2.$$

Por lo que  $A_s + A_n = 12.82 \text{ cm}^2$ . y se propone:

2 barras del No 8 más 1 barra del No 6 = 12.99 cm<sup>2</sup>.

- Cálculo del área de acero  $A_{vh}$ , lo determinaremos de la ecuación 4.27

$$A_{vh} = \frac{52000}{3(0.85)(4200)(1.4)}$$

$$A_{vh} = 3.47 \text{ cm}^2.$$

Y de la ecuación 4.29, revisemos las recomendaciones mínimas.

$$A_{vh} \text{ min} = \frac{40(28)(30)}{4200}$$

$$A_{v,n} \text{mín} = 8.00 \text{ cm}^2. \quad \text{Rige}$$

Por lo que propongo 2 barras del No 6 y 2 barras del No 4 esto da un total de 8.24 cm<sup>2</sup>.

- Tensión diagonal en la esquina entrante.

De la ecuación 4.25, sustituyendo tenemos:

$$A_{sh} = \frac{52000}{0.85 (4200)}$$

$$A_{sh} = 14.57 \text{ cm}^2.$$

serán 3 barras del No 5 y 3 del No 6, da un total de 14.49 cm<sup>2</sup>.

- Tensión diagonal en la parte final prolongada.

De la ecuación 4.31, calculemos el área de acero necesaria y sustituyendo obtenemos:

$$A_{v, \text{mín}} = \frac{1}{2(4200)} \left[ \frac{52000}{0.85} - 2(1)(30)(23)\sqrt{350} \right]$$

$$A_{v, \text{mín}} = 4.21 \text{ cm}^2.$$

Con 2 barras del No 5 y 1 del No 3 da un total de = 4.67 cm<sup>2</sup>.

Revisando la carga última de la viga tenemos que sustituyendo en la ecuación 4.30

$$52000 \leq 0.85 [ (4.67 + 8.24) 4200 + 2(1)(30)(23)\sqrt{350} ]$$

$$52000 \text{ Kg.} < 68034 \text{ Kg.}$$

- Cálculo de las longitudes de desarrollo del acero de refuerzo.

- Para  $A_s + A_n$ .

Si utilizo barras del No 8,  $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$ ,  $d_b = 2.54 \text{ cm}$ .

$$Ld_b = 0.06 a_s f_y / \sqrt{f'_c} = 0.06 (5.07) (4200) / \sqrt{350} = 68 \text{ cm. Rige}$$

$$0.006 d_b f_y = 0.006 (2.54) (4200) = 64 \text{ cm.}$$

$$12 d_b = 12 (2.54) = 31 \text{ cm.}$$

Su longitud de desarrollo será:

$$Ld_b = H - d + Ld_b = 50 - 21 + 68 = 97 \text{ cm.} = 100 \text{ cm.}$$

- Para  $A_{vh}$ .

Si utilizo barras del No 6,  $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$ ,  $d_b = 1.90 \text{ cm}$ .

$$Ld_b = 0.06 a_s f_y / \sqrt{f'_c} = 0.06 (2.85) (4200) / \sqrt{350} = 39 \text{ cm.}$$

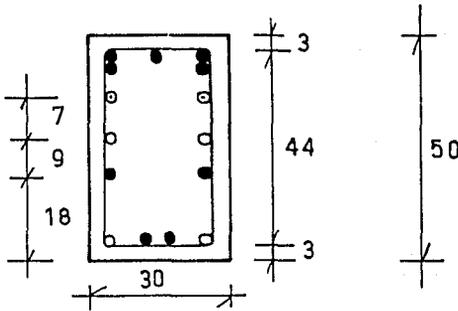
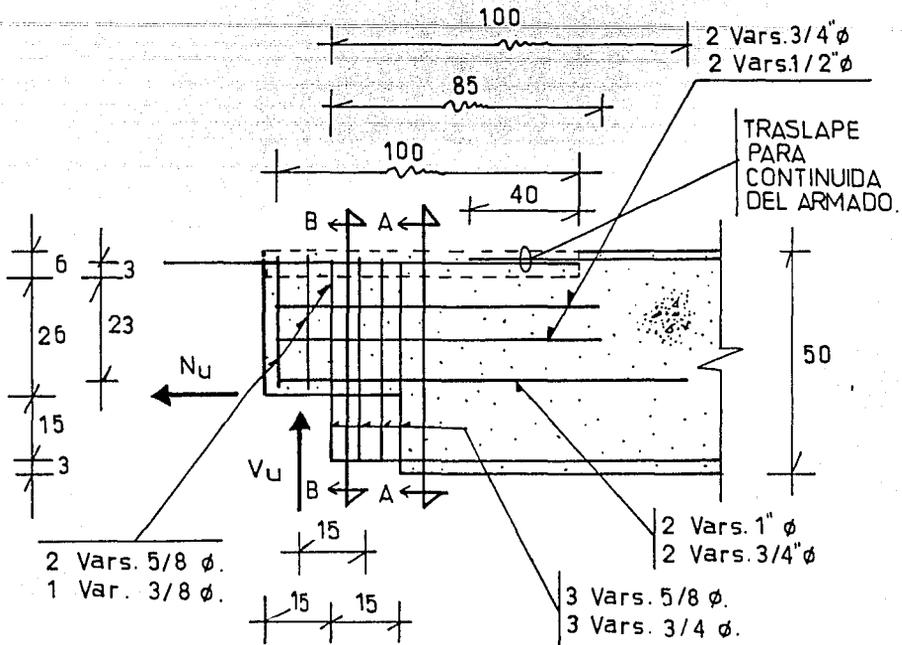
$$0.006 d_b f_y = 0.006 (1.90) (4200) = 48 \text{ cm. Rige}$$

$$12 d_b = 12 (1.90) = 23 \text{ cm.}$$

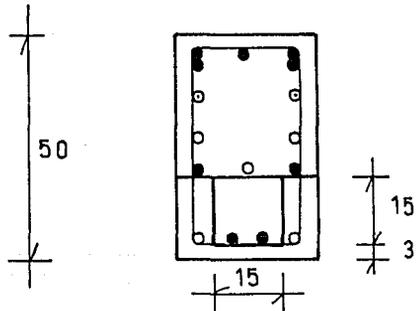
Su longitud de desarrollo será:

$$Ld_b = 1.7Ld_b = 1.7(48) = 81.6 \text{ cm.} = 85 \text{ cm.}$$

El diseño obtenido del extremo desbastado de la viga se ilustra en la figura 5.17.



CORTE A-A



CORTE B-B

● Var.  $1"$   $\phi$ .

○ Var.  $3/4"$   $\phi$ .

○ Var.  $1/2"$   $\phi$ .

Fig. 5.17 Armado final de la viga desbastada.

## **CAPITULO VI.**

### **CONCLUSIONES.**

## 6.1. CONCLUSIONES.

1. Las conexiones prefabricadas viga-columna necesitan aún de mayores datos experimentales para definir criterios de diseño más generales; de la recopilación bibliográfica efectuada se observa que existe una gran variedad en la concepción y definición de conexiones, pero solo algunas cuentan con el respaldo de estudios de laboratorio para ser empleadas con seguridad en zonas sísmicas.
2. En México las conexiones postensadas no son frecuentes, a pesar de que los resultados experimentales demuestran un buen comportamiento ante cargas alternadas, la razón principal es el alto costo de ellas, mientras que en zonas sísmicas de E.U.A., Japón y Nueva Zelanda es usual su aplicación.
3. La respuesta de conexiones soldadas ante cargas alternadas ha demostrado ser aceptable debido a que el número de ciclos que pueden resistir puede ser igual o mayor que en conexiones monolíticas; sin embargo, como se menciona en los resultados experimentales, la calidad de la mano de obra es de primerísima importancia para asegurar su bondad. En México, y debido a la falta de una normatividad para la inspección y evaluación de la soldadura aplicada en la obra, se debe proceder con mucha precaución en las recomendaciones sobre los factores de ductilidad a emplear en el diseño.
4. De la investigación del comportamiento de conexiones que el Instituto de Ingeniería de la UNAM realizó, las tres primeras conexiones representan a las más empleadas, pero al incluir soldadura en su diseño se producen resultados muy desfavorables; ya que en los tres casos el refuerzo soldado para dar continuidad en la región de momento positivo tuvo una respuesta frágil ante la alternación de ciclos de carga dentro de su rango elástico.
5. La cuarta conexión que propusieron, reduce la cantidad de soldadura a la mitad, con respecto de las tres anteriores, esto permite una respuesta más dúctil debido a que los ciclos presentan mejores características de disipación de energía; sin embargo, necesita aún de pruebas adicionales en el laboratorio para confirmar la eficiencia en su respuesta estructural.
6. Puesto que cada empresa prefabricadora puede contar con su diseño particular de conexión, solamente mediante el estudio de cada caso en el laboratorio se pueden llegar a definir una serie de conexiones prefabricadas con factores de ductilidad,  $Q$ , mayores de dos; mientras esto ocurre sería conveniente continuar diseñando con el menor valor del factor de ductilidad especificado en las NTCDF-87.
7. Es necesario establecer manuales de diseño en México donde se pueda estandarizar el cálculo y el dimensionamiento de conexiones entre elementos prefabricados viga-columna, ya que actualmente se procede a imitar especificaciones del P.C.I., las cuales, en ocasiones, no corresponden a nuestra realidad.

## REFERENCIAS.

## REFERENCIAS.

1. "Diseño de Conexiones de Elementos Prefabricados de Concreto", Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C., Marzo, 1979.
2. Moreno, D., F., Riobóo., M., J., "Conexiones Entre Elementos Horizontales y Verticales en Estructuras Prefabricadas de Concreto", Revista IMCYC, Vol.8, No.48, enero-febrero, 1971
3. "Desing and Typical Details of Connections and Prestressed Concrete", Prestressed Concrete Institute, Segunda edición, 1988.
4. Martin, L., D., Korkosz., W., J., "Connections of Precast Prestressed Concrete Building, Including earthquake resistance", Prestressed Concrete Institute, Chicago, Illinois, Marzo, 1982.
5. Park, R., Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, 1975
6. Wolfragn, C., F., Amu, O., Tarzinkhan, Ch., "Connections between precast elements-failure outside connection region", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No 2, Feb., 1989, pp. 316-340
7. Wolfragn, C., F., Hafner, M., Jayashankar, V., "Connections Between Precast Elements-Failure Within Connections Region", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No.12, Dic., 1989, pp. 3171-3192
8. Englekirk, R., E., "Seismic Desing Considerations for Precast Concrete Multistory Buildings", PCI Journal, sept., 1971, pp. 40-51

9. **"Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 26 de noviembre de 1987, Quinta época No.44, México, D.F.**
  
10. **Robles. F.- V., F., González. C., O., "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Segunda edición, 1985.**
  
11. **"Manual AHMSA, Para Construcción con Acero", Altos Hornos de México, S.A. de C.V., México, 1991.**