



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA

*DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA EN LA RESPUESTA DE
CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS PREFABRICADOS
DE CONCRETO*

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

HUGO JAVIER HERNANDEZ MARTINEZ

DIRECTOR DE TESIS
DR. MARIO E. ZERMEÑO DE LEON



MEXICO, D. F.

1993

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

CAPITULO I	
1 INTRODUCCION	1
CAPITULO II	
2 ANTECEDENTES	4
2.1 CRITERIO DE DISEÑO DE CONEXIONES	5
2.1.1 Diseño de conexiones según el RCDF-87	5
2.1.2 Disposiciones del ACI-318/83	5
2.1.3 Disposición para el diseño de conexiones del PCI	8
2.2 CONEXIONES PARA RESISTIR MOMENTOS	9
2.3 DISEÑO SISMO-RESISTENTE	10
2.4 ESTUDIOS EXPERIMENTALES DE CONEXIONES RESISTENTES A MOMENTO	12
2.4.1 Conexiones con falla fuera de la unión	13
2.4.1.1 Conexiones postensadas	13
2.4.1.2 Conexión atornillada (BMB)	13
2.4.1.3 Conexión compuesta	14
2.4.1.4 Conexión soldada	17
2.4.1.5 Resultados experimentales	17
2.4.1.6 Comentarios	19
2.4.2 Conexiones con falla dentro de la unión	19
2.4.2.1 Resultados experimentales	20
2.4.2.2 Comentarios	20
2.5 RESISTENCIA SISMICA DE ARTICULACIONES ENTRE VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO	23
2.5.1 Resultados de la prueba	23
2.5.1.1 Curvas Momento-Rotación	23
2.5.2 Agrietamiento	28
2.5.3 Esfuerzo en el acero	29
2.5.4 Acero de la columna	29
2.5.5 Acero de la viga	31
2.5.6 Estribos	32
2.6 RESISTENCIA SISMICA DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREFABRICADO Y PRESFORZADO	35
2.6.1 Modelado de los resultados de carga-deformación	35
2.7 ESTUDIO SOBRE LA RESISTENCIA SISMICA DE CONEXIONES ENTRE VIGA-COLUMNA DE CONCRETO PRESFORZADO	38

2.7.1	Descripcion del estudio	38
2.7.2	Resultados del estudio	40
2.7.3	Conclusiones	40
2.8	ALGUNOS OTROS ESTUDIOS SOBRE CONEXIONES	43
CAPITULO III		
3	ESTUDIO EXPERIMENTAL DE ALGUNOS TIPOS DE CONEXIONES	47
3.1	CARACTERISTICAS DE LA CONEXION	47
3.2	DESCRIPCION DE LA CONEXION	47
3.3	DESCRIPCION DEL SISTEMA DE CARGA	50
3.4	INSTRUMENTACION PROPUESTA	53
3.5	DESCRIPCION DE LOS ESPECIMENES	54
CAPITULO IV		
4	RESPUESTA DE LOS ESPECIMENES ANTE CARGA CICLICA	66
4.1	PRIMERA CONEXION	66
4.2	SEGUNDA CONEXION	70
4.3	TERCERA CONEXION	78
4.4	CUARTA CONEXION	82
CAPITULO V		
5	COMPARACION CON EL COMPORTAMIENTO TEORICO	86
5.1	DEFINICION DE LA CURVA MOMENTO-ROTACION	86
5.2	DEFORMACION ULTIMA Y DUCTILIDAD DE MIEMBROS A FLEXION	86
5.2.1	Introducción	86
5.3	RELACION MOMENTO-ROTACION	88
5.3.1	Curvatura de un miembro	88
5.3.2	Determinación teorica del Momento-Rotación	92
5.4	CALCULO DE LAS CURVAS TEORICAS DE LAS CONEXIONES EN ESTUDIO	98
5.4.1	Conexiones 1,2 y 3	98
5.4.2	Conexión 4	105
5.5	COMPARACION DEL COMPORTAMIENTO TEORICO CON LAS CURVAS REALES DE LAS CONEXIONES ENSAYADAS	107
5.5.1	Primera conexión	107
5.5.2	Segunda conexión	109
5.5.3	Tercera conexión	111
5.5.4	Cuarta conexión	113
CAPITULO VI		
6	CONCLUSIONES	115
REFERENCIAS		
		118

CAPITULO I INTRODUCCION

1.INTRODUCCION

La utilización de elementos prefabricados en nuestro medio ha sido desde algunos años atrás, un atractivo recurso para casi todo tipo de edificaciones, debido a sus ventajas obtenidas por su rapidez de ejecución de la obra, limpieza en la obra, ahorro total o parcial de obra falsa, acabados aparentes de buena calidad, usos ventajosos de los moldes, desmontabilidad de la estructura en ocasiones y algunas otras que contribuyen de manera general a optimizar la edificación de la misma edificación; aunque por otra parte la prefabricación presenta algunas desventajas, como el de necesitar de equipo especial, la escasez de rigidez en algunas estructuras, dificultad en el diseño de conexiones, requerimiento de supervisión adecuada, necesidad de proyectar y programar con detalle, pérdidas por roturas de elementos durante maniobras, de entre las mas sobresalientes.

Por lo anterior y lo limitado de información con que se cuenta sobre el tema, que puede ser tan extenso como el número de proyectos de edificación lo determine, se ha creado la necesidad de abundarlo con investigaciones que permitan el aproximarse a un alto grado de estandarización, de tal manera que el número de elementos estructurales distintos quede limitado al mínimo; así, pudiéndose utilizar sistemas de manufactura mecanizada y poder llegar a producir los elementos en forma seriada, para obtener un buen control de calidad.

Las conexiones en elementos prefabricados suele ser por lo general uno de los problemas que se debe atender con mucho cuidado, ya que si se quiere lograr que la estructura sea monolítica, se confía únicamente en la conexión para cumplir con este propósito; por lo que se ve en la necesidad de que las conexiones cumplan con ciertos requisitos, entre los cuales se puede mencionar la seguridad, ductilidad, rigidez y monolitismo, estabilidad en el montaje,

resistencia al interperísmo y fuego, precisión geométrica, sencillez, economía y apariencia entre otros; de los cuales tal vez el de la ductilidad es el más importante, sobretodo en las estructuras a las que se pretende darles monolitismo, pues al lograr la ductilidad en la conexión, se puede obtener un comportamiento adecuado de la estructura, sobre todo ante la presencia de sismos.

La cantidad limitada de información sobre el comportamiento sísmico entre conexiones en el rango inelástico, ha impedido el establecimiento de un reglamento para el diseño sísmico de estructuras prefabricadas. Entre algunas de las razones de porqué las industrias de prefabricación no se han desarrollado adecuadamente, podría ser: La magnitud de las fuerzas sísmicas que ocurren en la Ciudad de México, el que las estructuras prefabricadas no ofrecen todas las ventajas de una solución como el concreto colado en sitio, y por otro lado, la incertidumbre de la efectividad del concreto prefabricado para resistir sismos.

Uno de los objetivos de esta investigación fue el de evaluar el comportamiento de conexiones entre **viga-columna** prefabricadas en el caso de cargas alternadas, que simulen efectos sísmicos, para resolver las incertidumbres existentes en el diseño de este tipo de conexiones y que se reflejan en las recomendaciones establecidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para el Distrito Federal (NTCDF-87), (ref.1), en su capítulo referente al diseño de estructuras prefabricadas.

El objetivo central de éste trabajo, es, el obtener las curvas **Momento-Rotación** del comportamiento de conexiones entre elementos prefabricados de concreto (viga-columna), de manera experimental y teórica, y comparar su comportamiento real con lo esperado según el cálculo previo al ensaye de las conexiones diseñadas. Los principales objetivos de la comparación son el notar las diferencias en la rigidez, los momentos últimos alcanzados y el

poder comentar las formas características de las curvas formadas por los ciclos de cargas alternadas.

En el estudio que se presenta enseguida se muestra el comportamiento de cuatro conexiones entre elementos prefabricados de concreto reforzado, viga-columna, en el que para la selección del tipo de conexión se consideró la más utilizada en nuestro país actualmente por la Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación (ANIPPAC), los que colaboran con apoyo económico y material en el desarrollo de este trabajo.

En el capítulo II se presenta un estudio bibliográfico de investigaciones realizadas en el extranjero, en los cuales hay innovaciones, tanto en aspectos constructivos como de materiales usados, así como resultados experimentales sobre varios tipos de conexiones.

En el capítulo III se hace un estudio experimental de algunos tipos de conexiones, las cuales son de propuesta nacional, como ya se mencionó. En este estudio tuvo como principal objetivo, además de mejorar detalles constructivos, el de aportar información experimental que permita justificar el empleo de factores de ductilidad de 2 ó 3, en el diseño de estructuras prefabricadas.

En el capítulo IV se exponen las respuestas de las conexiones ante carga cíclica, y en el capítulo V se da una breve referencia de como obtener la curva **Momento-Rotación** teórica y se comparan los resultados calculados con los experimentales, para después en el capítulo VI tratar las conclusiones.

CAPITULO II ANTECEDENTES

2. ANTECEDENTES

En algunos estudios se han analizado diferentes tipos de conexiones para conocer el comportamiento de las mismas ante fuerzas provocadas por sismos, donde la atención de este análisis se ha centrado en las conexiones entre viga-columna, ya que la estructura debe asegurar una eficiente resistencia y rigidez contra este tipo de cargas sísmicas, así como una ductilidad adecuada en el rango inelástico.

Por la información limitada con la que se cuenta sobre el comportamiento sísmico de conexiones en el rango inelástico ha sido muy poco posible el de establecer un reglamento para el diseño sísmico de estructuras prefabricadas.

Ya que es bien sabido que la Ciudad de México se encuentra en una zona sísmica muy activa, es comprensible el porque las industrias de prefabricación no se han desarrollado adecuadamente, debido a que las estructuras prefabricadas no ofrecen todas las ventajas de una solución como el concreto colado en obra, y por otro lado, la incertidumbre de la efectividad del ensamblaje de estructuras prefabricadas de concreto, para resistir sismos.

Debido a que en nuestro país no hay suficientes estudios experimentales sobre conexiones, en un estudio realizado en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, se propuso una conexión tipo y se realizó su diseño; dejándose para un posterior estudio su ensaye en laboratorio.

Para cumplir con las solicitaciones estructurales, los especímenes diseñados tuvieron que ser sujetos a los criterios de diseño del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF-87) (ref 7), del Reglamento de las Construcciones de concreto reforzado (ACI-318/89) (ref 9) y del Prestressed Concrete Institute (PCI) (ref 16).

2.1 CRITERIO DE DISEÑO DE CONEXIONES.

2.1.1 Diseño de conexiones según el RCDF-87.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 tiene las siguientes consideraciones de diseño:

Las conexiones se diseñarán de modo que el grado de restricción que proporcionen esté de acuerdo con lo supuesto en el análisis de la estructura. La resistencia de una conexión a cada fuerza y momento internos que deba transmitir no será menor que 1.3 veces el valor del diseño de dicha acción interna.

Al diseñar las conexiones debe preverse las tolerancias y holguras para la manufactura y el montaje.

Las estructuras prefabricadas se diseñarán con un factor $Q=2$; sus conexiones cumplirán con los requisitos de éste capítulo. El Departamento del Distrito Federal podrá autorizar el uso de $Q=3$, cuando se demuestre a satisfacción que el diseño y el procedimiento constructivo de las conexiones lo justifican; en este caso el resto de la estructura deberá cumplir con la disposiciones del capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, cap.5, México D.F. 1990, P.p. 57-58. (ref 8).

2.1.2 Disposiciones del ACI-318/83.

En este reglamento en la parte referente al diseño de conexiones dice lo siguiente:

El diseño detallado de juntas y conexiones de estructuras prefabricadas de concreto puede ser una tarea muy especializada. Las secciones 16.2.2 y 16.2.4 (ACI-318/83), tiene consideraciones típicas de diseño relacionadas a juntas y conexiones. En muchos casos, las

conexiones en estructuras de concreto prefabricado representan una discontinuidad en las propiedades elásticas de la estructura. Típicamente, los miembros prefabricados son más rígidos que las juntas que los conectan, dando por resultado un cambio brusco en el comportamiento de las uniones. Este efecto puede ser significativo en la determinación de las fuerzas transmitidas a través de las juntas de un miembro a otro, tal como, en el cálculo de las deflexiones de la estructura. Las conexiones resistentes a momentos para edificios de marcos rígidos, frecuentemente caen en esta categoría. La figura 2.1, muestra un diagrama que representa el efecto mencionado.

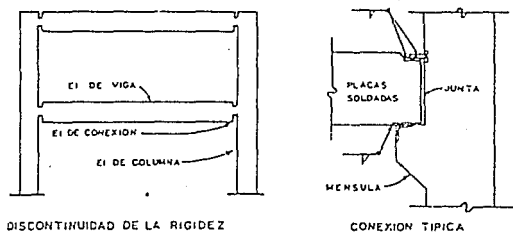


Fig 2.1 Efecto de la discontinuidad de la rigidez y ejemplo de una conexión típica. (ref 14)

Cuando las conexiones son sujetas a repeticiones de carga, cambios de esfuerzo, o condiciones sísmicas, la junta puede ser diseñada para mantener un comportamiento dúctil. Aunque las placas de conexión o las barras de refuerzo pueden ser dúctiles en su comportamiento, la soldadura entre ellos no debe serlo. Por ejemplo, las soldaduras indicadas en el detalle de la conexión típica de la figura 2.1, puede fallar de un modo repentino antes de que la placa superior ceda. Tales soldaduras pueden incrementar su tamaño para impedir una falla frágil.

Así los métodos standard de conexiones para juntas típicas pueden variar de una manufactura a otra, el diseñador puede considerar pertinente indicar la combinación general en la conexión de los elementos, especificando las fuerzas requeridas para ser transmitidas a través de la junta. Si esto se da, el diseñador podrá pedir detalles y cálculos de la fabricación para verificar los requerimientos del proyecto (ref 10).

Las subsecciones 16.2.2 y 16.2.4 antes mencionadas, expresan lo siguiente:

Subsección 16.2.2

En construcciones prefabricadas que no tengan un comportamiento monolítico, deberán considerarse los efectos en todos los detalles interconectados y adyacentes para asegurar un comportamiento adecuado del sistema estructural.

Subsección 16.2.4

El diseño de las juntas y los apoyos deberán incluir los efectos de las fuerzas que serán transmitidas, incluyendo la contracción, la fluencia de temperatura, la deformación elástica, el viento y los sismos (ref 5).

2.1.3 Disposición para el diseño de conexiones del PCI.

El PCI tiene las siguientes normas para el diseño de conexiones:

Tolerancias.

Las tolerancias que se requieren para las conexiones de concreto prefabricado son una función del tamaño y del tipo del miembro que vaya a conectarse.

Factores de carga.

Al seleccionarse los factores de carga adecuados (factores de seguridad), para las conexiones, se recomienda que éstos excedan a los requeridos para los miembros individuales que van a conectarse.

Fricción por cortante.

El concepto de fricción por cortante proporciona una solución de límite inferior para resistencia última, que puede usarse para evaluar muchos tipos diferentes de conexiones.

Aplastamiento.

Las relaciones de diseño por resistencia última para el aplastamiento del concreto, depende del tipo de carga, la fuerza dentro del área de aplastamiento y la magnitud del esfuerzo de éste. Además, el concepto de diseño se modifica cuando se trata con amortiguadores de apoyo, los cuales, debido a su naturaleza, están diseñados con bases a un criterio del esfuerzo de trabajo (carga de servicio).

Cortante.

En los diseños de conexiones, la relación del claro a peralte efectivo, es generalmente menos de la unidad. El cortante en una conexión puede transferirse por medio del concreto de la conexión, por perfiles estructurales empotrados o por una combinación de ambos.

Fuerzas por cambios volumétricos

Uno de los principales contribuyentes a la carga axial en una conexión, es el cambio de volumen. Deberán considerarse todos los cambios potenciales de volumen axial, y su efecto sobre la resistencia última de la conexión. Esto incluye los cambios de volumen axial de cada uno de los miembros que forman la conexión, así como el efecto de los cambios de volumen de toda la estructura sobre la conexión. Las fuerzas de cambio de volumen de los miembros dentro de la estructura provienen de la restricción a la fluencia, contracción o movimientos térmicos. En general, es mejor sobreestimar éstas fuerzas en vez de subestimarlas.

2.2 CONEXIONES PARA RESISTIR MOMENTOS

La función de una conexión para resistir momento, es proporcionar momentos resistentes dentro de ésta por medio de un par de tensión y compresión, un par de cortante u otro de fuerzas. Otros aspectos de diseños de conexiones para resistir momento, son las consideraciones secundarias para impedir el agrietamiento indeseable, proporcionar refuerzo de confinamiento y revisar el apoyo del anclaje (ref 2).

2.3 DISEÑO SISMO-RESISTENTE

En las disposiciones de los reglamentos anteriores, se puede observar que para el diseño de conexiones de elementos prefabricados es necesario considerar todas las fuerzas que llegan a ellas, incluyendo las fuerzas sísmicas. Este trabajo contempla el estudio de éstas conexiones bajo efectos sísmicos y por lo tanto, es necesario dar una explicación somera sobre el comportamiento y diseño de estructuras antisísmicas.

Sabemos que hablando de estructuras prefabricadas de concreto uno de los objetivos planteados para su diseño sísmico es el lograr un comportamiento semejante a estructuras de concreto reforzado hechas a base de marcos dúctiles.

En el diseño sísmico se busca que los edificios prácticamente no sufran daños ante temblores frecuentes de baja intensidad; que el daño no estructural sea limitado y fácilmente reparable, el daño estructural sea el mínimo bajo la acción de temblores de intensidad moderada, y que para temblores muy intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso, aunque los daños estructurales y no estructurales sean apreciables. Lo cierto es que la estructura debe ser lo suficientemente fuerte a fin de evitar el colapso, pero razonablemente dúctil para disipar a través de deformaciones plásticas parte de la energía sísmica absorbida.

Es por esto también que el RCDF-87, nos da límites sobre el factor de comportamiento sísmico (Q).

Las características esenciales de resistencia sísmica para marcos dúctiles se resumen en los siguientes puntos:

- 1º. Las vigas deben fallar antes de las columnas.
- 2º. La falla debe ser a flexión más que a cortante.

3°. Debe conseguirse que la falla sea dúctil mas que frágil.

Los criterios anteriores se realizan a continuación:

1. Es preferible que las articulaciones plásticas se produzcan en las vigas, ya que el mecanismo es estable en contraparte si se produjeran en las columnas, para esto el RCDF-87 recomienda que:

$$\sum Me \geq 1.5 \sum Mg$$

donde:

$\sum Me$. Es la suma de los momentos resistentes de diseño de columnas que llegan a ese nudo, referidas al centro del nudo.

$\sum Mg$. Es la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo, referidos al centro de éste.

2. Si la falla es por cortante primeramente, no se alcanzarán a formar articulaciones plásticas. Para ello el RCDF-87, calcula la fuerza cortante apartir del equilibrio del elemento entre caras de apoyos; se supondrá que en el extremo actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades de elemento en esas acciones, sin factores de reducción, y con el esfuerzo en el acero de tensión almenos igual a 1.25 fy.

también se puede dimensionar con base a la fuerza de cortante de diseño obtenido del análisis, si el factor de resistencia FR=0.6 .

3. Debe conseguirse que la falla sea dúctil más que frágil, con el fin de evitar un colapso instantáneo de la estructura.

2.4 ESTUDIOS EXPERIMENTALES DE CONEXIONES RESISTENTES A MOMENTO

Una investigación del comportamiento de siete conexiones resistentes a momento flexionante, entre vigas prefabricadas, prácticamente presforzadas y columnas prefabricadas, que fue conducida por CATHERINE W. F. y VISWANATH J. en la Universidad de Minnesota (ref 3 y 4). Los tipos de conexiones son los siguientes: postensada BMA , atornilladas BMB, BMF y BMG, compuesta BMC, soldada BMD y con pernos BME. Este estudio tiene una serie de detalles de conexión considerados por ingenieros y fabricantes, en base a la frecuencia de uso y cualidades de solución. Las conexiones atornilladas fueron seleccionadas por investigadores, con el fin de observar el comportamiento del concreto reforzado ordinario en un sistema prefabricado, mientras que la conexión con pernos la propuso la industria del acero de los EUA.

Seis de los especímenes estudiados, BMA-BMF, representan uniones exteriores de viga-columna, mientras tanto, el séptimo BMG, representa una unión interior. El detalle del armado de los elementos, así como el dispositivo de ensaye se pueden observar en la figura 2.2.

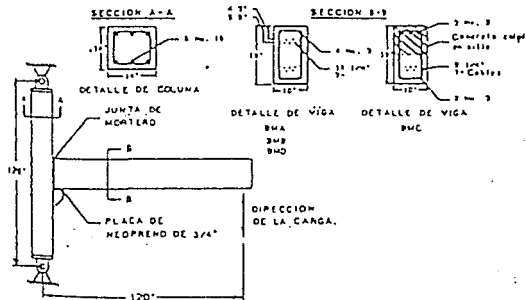


Fig 2.2 Dimensiones y detalles de los especímenes estudiados. (ref 3)

Las primeras cuatro conexiones exteriores BMA-BMD, fueron diseñadas para desarrollar una articulación plástica en la porción parcialmente presforzada de la viga, fuera de la unión. A continuación se hace una breve descripción de cada una de ellas y sus respectivos resultados obtenidos.

2.4.1 Conexiones con fallas fuera de la unión

2.4.1.1 Conexiones postensadas

Esta conexión tiene dos varillas postensadas de diámetro igual a 3.49 cm. (1 3/8"). Las varillas se introducen en un conducto corrugado que atraviesa toda la junta. Estas varillas van ancladas mediante tuercas, en una caja de anclaje a 88.9 cm. (35"), de la entrecara viga-columna. Las varillas se tensaron al 70% de su resistencia última y los ductos fueron rellenos con una lechada de cemento. El detalle de la conexión y los diagramas de momento (resistente y actuante) se muestran en las figuras 2.3 y 2.4.

2.4.1.2 Conexión atornillada (BMB)

Para este espécimen se utilizaron cuatro tornillos del número 9 , 28.6 cm, (1 1/8"). El anclaje se llevó a cabo como el caso anterior. La viga en este modelo fue diseñada para desarrollar una distribución de la articulación. La primera articulación plástica se desarrolló cuando los tornillos cedieron en la parte adyacente a la columna. Como el refuerzo sufrió un endurecimiento en la entrecara, la localización de la primera articulación se transfirió a 88.9cm. (35") de la entrecara viga-columna. Las figuras 2.5 y 2.6, muestra en detalle éste modelo, así como los diagramas de momento.

2.4.1.3 Conexión compuesta

Este modelo es el único que tiene una sección transversal asimétrica. La parte media superior de la viga fue colada in situ, mientras que la parte inferior se hizo de concreto prefabricado y presforzado como en los otros modelos. Las regiones de articulación plástica tanto superior como inferior se encuentran en distintas partes. Los detalles se muestran en la figura 2.7 y 2.8.

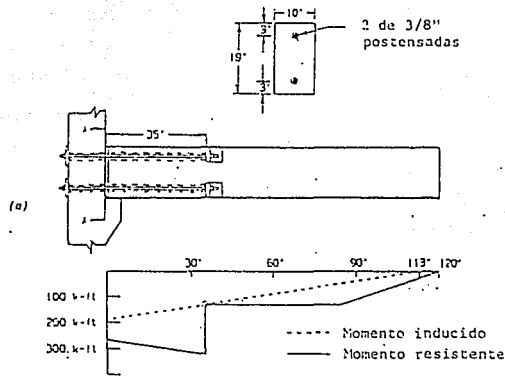


Fig 2.3 Conexión postensada, detalles de su sección transversal y capacidad de momento.

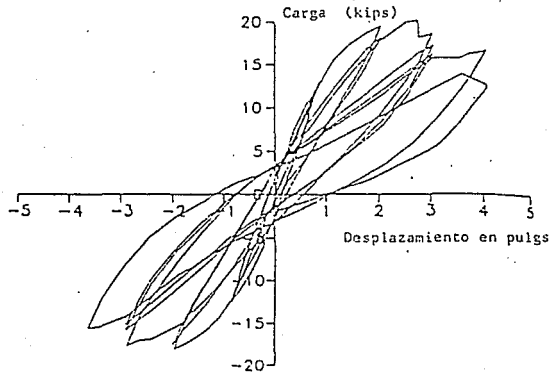


Fig 2.4 Ciclos carga-desplazamiento para la conexión postensada. (ref 3)

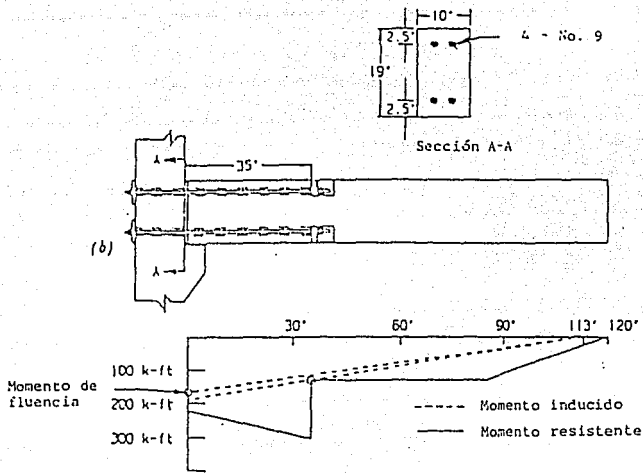


Fig 2.5 Conexión atornillada, detalle de la sección transversal y capacidad de momento. (ref3)

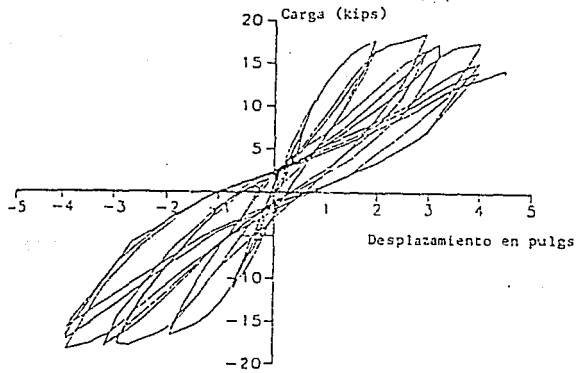


Fig 2.6 Curvas carga-desplazamiento para la conexión de la fig 4.5. (ref 3)

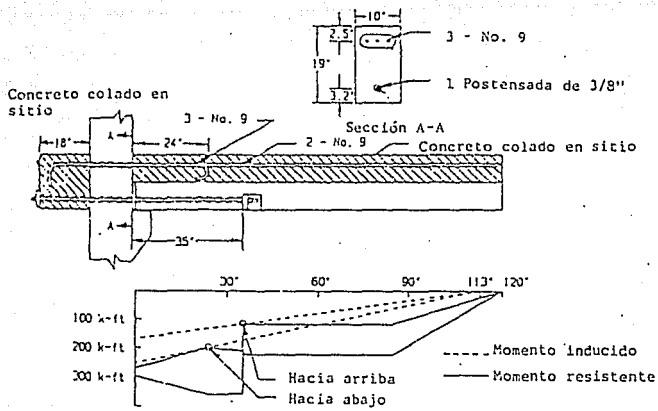


Fig 2.7 Conexión compuesta con concreto colado en el lugar y postensada. (ref 3)

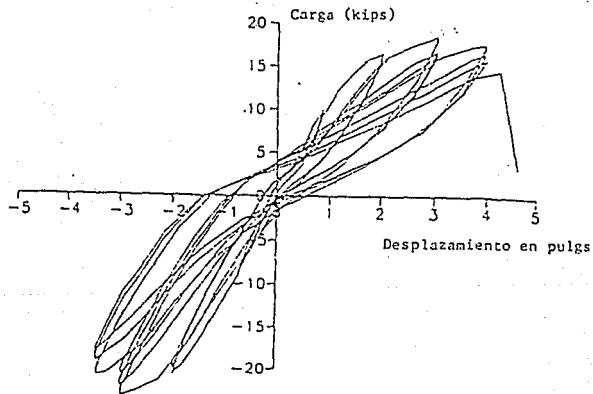


Fig 2.8 Curvas carga-deflexión, conexión compuesta. (ref 3)

2.4.1.4 Conexión soldada (BMD)

Un ensamble de placas de acero fue usado para la junta del espécimen BMB (ver figs 2.9 y 2.10).

Todas las placas de asiento, tanto de la viga y columna fueron ancladas con dos varillas del No.11 y una del No.5. Dos placas de 25.4 x 21.2 x 5.1 cm. (10"x 6"x 2") se colocaron en las esquinas de la viga, con un anclaje de 88.9 cm. (35") y fueron soldadas con las correspondientes placas de la columna. La placa superior de la columna se ancló con barras dobladas a 180 grados en el interior de la columna y para rigidizar la parte superior de la conexión se utilizó una escuadra triangular de 7.62 x 10.16 x 2.54 cm. (3"x4"x1") de 2.54 cm de espesor. La parte interior de la viga fue soldada a un ángulo de 15.24 x 15.24 x 1.91 cm (6"x6"x3/4") localizado en la ménsula.

2.4.1.5 RESULTADOS EXPERIMENTALES

Las figuras 2.4, 2.6, 2.8 y 2.10 muestran los ciclos de histéresis de cada ensaye. Al ver los modelos con sección transversal simétrica, el modelo BMD desarrolló la carga máxima más grande (por no tener caja de anclaje). En el caso del BMC, su comportamiento estuvo mejor cuando la carga se aplicó hacia arriba y dejó mucho que desear con la carga hacia abajo por tener en la zona de tensión la caja de anclaje.

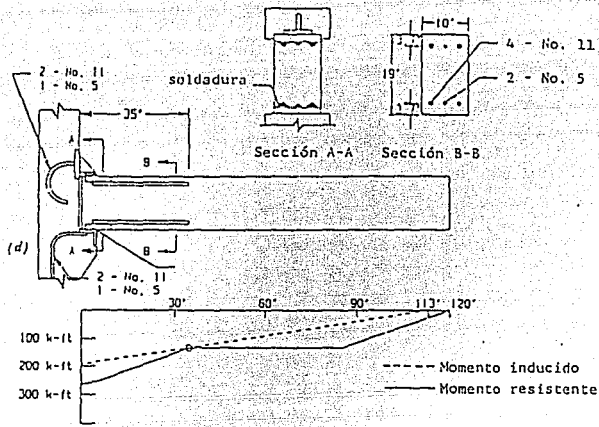


Fig 2.9 Conexión soldada con detalles de la sección transversal y capacidad de momento.

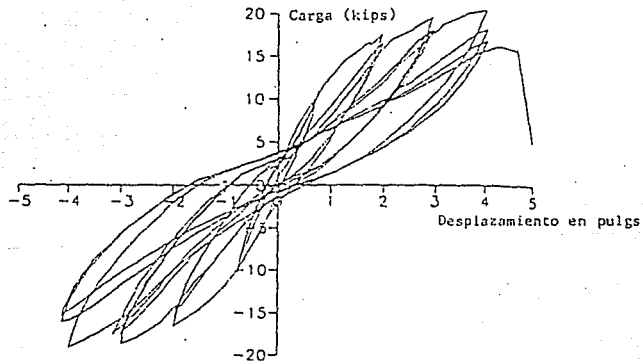


Fig 2.10 Curvas carga-deflexión, conexión soldada. (ref 3)

2.4.1.6 Comentarios

Como se puede observar, todos los especímenes fueron diseñados para desarrollar una articulación plástica en las vigas, en la región del anclaje a 88.9 cm. (35") apartir de la entrecara. El funcionamiento de las estructuras BMA, BMB y BMC puede ser mejorado si se hace un mejor detallado de los estribos o mediante la transferencia de la articulación plástica fuera de la región de anclaje. Las cuatro conexiones presentaron buena ductilidad.

Las conexiones BMB y BMC (cuando se carga hacia abajo) no alcanzaron sus respectivas capacidades calculadas, por haber presentado un deslizamiento en el refuerzo, exhibiendo además una disminución en la capacidad para disipar energía. Las conexiones que más se recomiendan son la atornillada BMA y la compuesta BMC; la atornillada por su facilidad de fabricación en comparación con las demás y la compuesta por la factibilidad de ser colada monolíticamente con la losa de piso (dando así continuidad e incremento en la capacidad para resistir momentos flexionantes).

2.4.2 Conexiones con falla dentro de la unión

1. Conexión con pernos (BME).
2. Conexión atornillada (BMF).(figs 2.11 y 2.12)
3. Conexión atornillada (BMG).(figs 2.13 y 2.14)

2.4.2.1 Resultados experimentales

En los ciclos de carga-desplazamiento de cada uno de los especímenes, se pudo observar que todos los modelos presentaron buena ductilidad.

2.4.2.2 Comentarios

La reducción de la resistencia de BME y BMF es el resultado de la degradación por cortante de la región de la conexión de la viga BME y del deslizamiento del refuerzo en el empalme de BMF. Todos los especímenes exhibieron ductilidad.

Los especímenes de BME a BMG tuvieron mejores características de disipación de energía que las mostradas por las BMA a BMD. Comparando los resultados de BMG-G1 y BMG-G2, la capacidad para disipar energía de BMG-G1 fue ligeramente mayor a la de BMG-G2, debido a que la articulación se desplazó a la región parcialmente presforzada de BMG-G2.

En resumen las tres conexiones de BME a BMG se comportaron mejor que los especímenes de BMA a BMD, en los cuales las articulaciones plásticas fue forzada a ocurrir en las regiones parcialmente presforzadas de las vigas. De todas las conexiones estudiadas, el modelo BME fue el más difícil de fabricar, ya que se requieren tolerancias muy estrechas para la alineación de los ductos y agujeros en la placa.

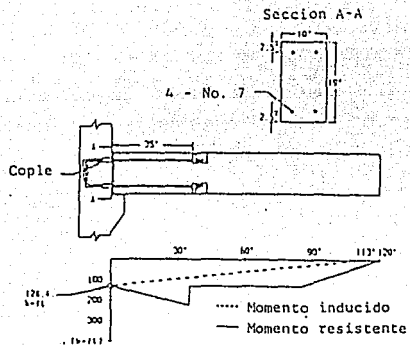


Fig 2.11 Conexión atornillada de la sección transversal y capacidad de momento. (ref 4)

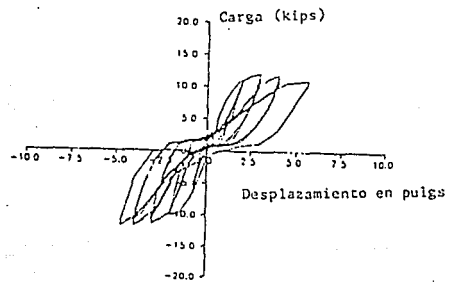


Fig 2.12 Curvas carga-desplazamiento para la conexión. (ref 4)

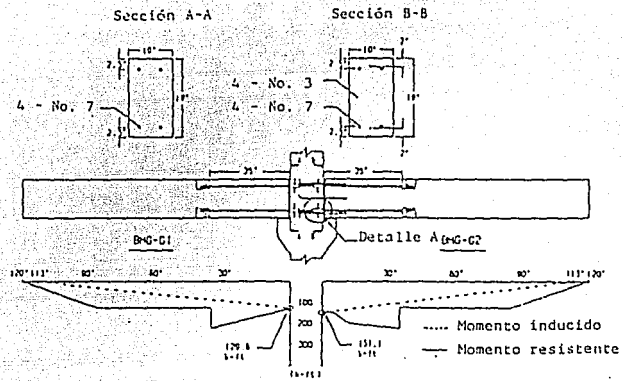


Fig 2.13 Conexión interior atomillada y detalles de la sección transversal. (ref 4)

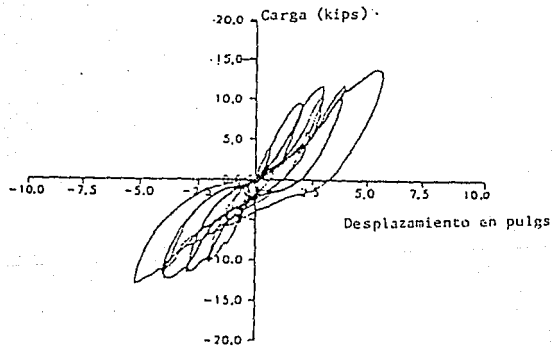


Fig 2.14 Respuesta carga-desplazamiento para la conexión interior atomillada. (ref 4)

2.5 RESISTENCIA SÍSMICA DE ARTICULACIONES ENTRE VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO

2.5.1 Resultados de la prueba

2.5.1.1 Curvas Momento-Rotación

En este estudio fueron trazadas las curvas automáticamente durante la prueba en un indicador x-y. El momento fue obtenido por las celdas cargadas y la rotación se obtuvo por las mediciones tomadas a lo largo de los cambios entre la cara de la columna y un recuadro en la viga de 10" sobre la cara de la misma.

Estas curvas para cinco especímenes son mostradas de la figura 2.15 a la 2.19. Para los especímenes III y IV, las curvas Momento-Deflexión antes que las curvas **Momento-Rotación**, son mostradas de la figura 2.20 a la 2.21.

En la figura 2.15 diversas características interesantes de la prueba del espécimen I pueden ser apreciadas. El ciclo uno fue producido por una carga aproximadamente el 75% del momento de fluencia calculado en cada dirección.

Cargando con el momento de fluencia en cada dirección con el factor de ductilidad prescrito producido por el ciclo dos. Para la carga hacia abajo ala mitad del ciclo dos, las barras del lecho superior de las cuatro vigas se estiraron hasta su esfuerzo de fluencia ensanchándose las grietas por flexión tanto como los esfuerzos de fluencia desarrollados para producir la rotación correspondientes para un factor de ductilidad de 2.5. En la descarga las grietas permanecen visibles debido a esfuerzos residuales en el acero superior. En la carga hacia arriba

En la figura 2.15 diversas características interesantes de la prueba del espécimen I pueden ser apreciadas. El ciclo uno fue producido por una carga aproximadamente el 75% del momento de fluencia calculado en cada dirección.

Cargando con el momento de fluencia en cada dirección con el factor de ductilidad prescrito producido por el ciclo dos. Para la carga hacia abajo ala mitad del ciclo dos, las barras del lecho superior de las cuatro vigas se estiraron hasta su esfuerzo de fluencia ensanchándose las grietas por flexión tanto como los esfuerzos de fluencia desarrollados para producir la rotación correspondientes para un factor de ductilidad de 2.5. En la descarga las grietas permanecen visibles debido a esfuerzos residuales en el acero superior. En la carga hacia arriba a la mitad de este ciclo, las dos barras del lecho inferior alcanzan su esfuerzo de fluencia y las grietas por flexión son abiertas por encima de la máxima profundidad de la viga.

Las grietas del lecho inferior se ensanchan tanto como se desarrolla el esfuerzo de fluencia hasta producir un factor de ductilidad de 5.0. Estrechándose la parte superior de las grietas como el esfuerzo de compresión desarrollado en las cuatro barras del lecho superior. Este esfuerzo de compresión puede no alcanzar la fluencia. Consecuentemente, las grietas permanecen abiertas en la parte inferior antes de que la carga vuelva a cero para completar el ciclo dos.

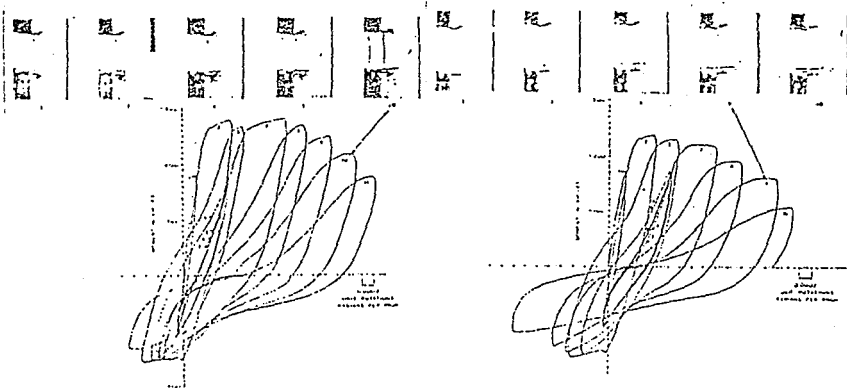


Fig 2.15 Curvas Momento-Rotación para el espécimen I.

Fig 2.16 Curvas Momento-Rotación para el espécimen IA. (ref 13)

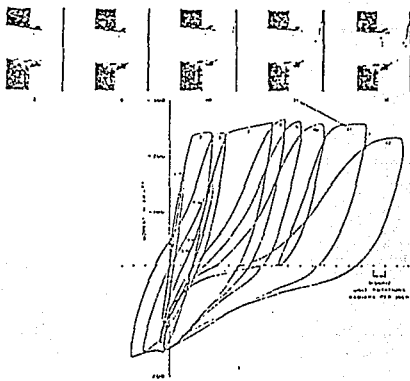


Fig 2.17 Curvas Momento-Rotación para el espécimen II. (ref 13)

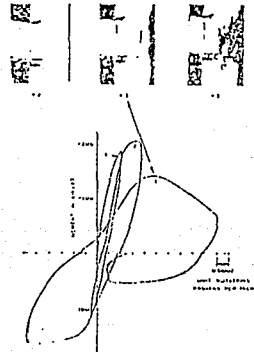


Fig 2.18 Curvas Momento-Rotación para el espécimen V. (ref 13)

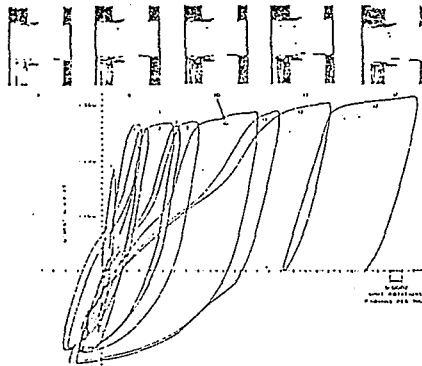


Fig 2.19 Curvas Momento-Rotación para el espécimen VA. (ref 13)

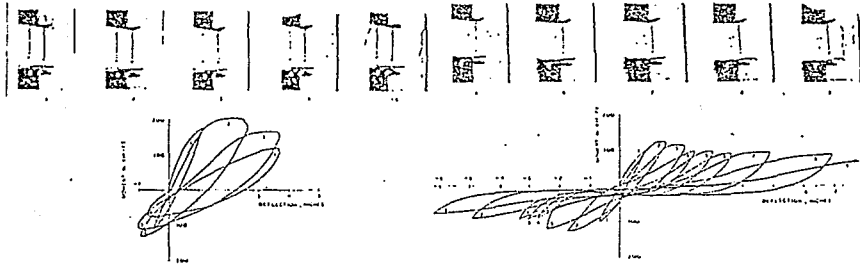


Fig 2.20 Momento-Deflexión para el espécimen III. (ref 13)

Fig 2.21 Momento-Deflexión para el espécimen IV. (ref 13)

El esquema de la curvatura inversa de **Momento-Rotación** será producido aumentando la porción de la carga para la primer mitad del ciclo tres. La primera parte de esta curva es definida primeramente por la relación esfuerzo deformación de las barras del lecho inferior a compresión. La tensión antes de la fluencia de este acero produce una relación curvilínea de esfuerzo-deformación de compresión con una aparente reducción de la rigidez en la columna. Este efecto "Baushinger" causado por la primera carga reversible de la viga para generar una curva **Momento-Rotación** siendo no lineal y mostrándose no muy claro el punto de fluencia. Consecuentemente del refuerzo de compresión permitido de la parte del lecho inferior las grietas se cierran y la viga actúa nuevamente como una sección ordinaria agrietada. El resto de la primera mitad del ciclo será marcado por el alargamiento del momento de fluencia, obteniéndose un factor de ductilidad de 4.0 , para finalmente descargarse. En los ejes x-y es trazada una curva descendente con una indicación de una rigidez declinada solo ligeramente menor que en el primer ciclo cargado. Por lo tanto, la aparente pérdida de rigidez se recobrará durante este ciclo.

La segunda mitad del ciclo se caracteriza por una amplia curva resultante del efecto "Baushinger" alterando las curvas esfuerzo-deformación de ambos aceros del lecho inferior y superior de la viga.

Los ciclos cuatro, cinco y seis serán ciclos estáticos para un 75% del momento de fluencia en ambas direcciones. La primera parte del ciclo cuatro y una curvatura inversa similar a la del comienzo del ciclo tres.

Sin embargo, el efecto "Baushinger" será solo presentado por la primer carga reversible después de una desviación plástica, de esta manera en lo restante del ciclo cuatro no se hace muestra este efecto. Los ciclos cinco , seis y la primera mitad del ciclo siete no se presenta el

efecto "Baushinger" desde que el acero no fluye durante la etapa de la carga. Los ciclos restantes siguen el mismo patrón descrito por el ciclo tres.

Esta descripción general de curvas **Momento-Rotación** también es aplicable a todos los especímenes ineludiblemente éstos con columnas más pequeñas, los especímenes III y IV. Para esta prueba, se desarrolló en la columna la fluencia plástica.

Las curvas **Momento-Deflexión** para estos especímenes son mostradas en las figuras 2.20 y 2.21. La forma general del **Momento-Rotación** se relaciona en la figura 2.15, directamente a la 2.19 es similar a las curvas momento-deflexión para los especímenes III y IV.

2.5.2 Agrietamiento

Otro aspecto de la utilidad general de un refuerzo de concreto armado sujeto a terremotos, es la muestra de agrietamiento en varias etapas de las pruebas en la figura 2.15 a la 2.21. Estos agrietamientos no afectan la fuerza o la ductilidad del buen diseño de las conexiones, aunque algunas pintan menores grietas tal vez requiriéndose el restaurarse a la apariencia original. Para diseño de conexiones inadecuadas, el agrietamiento puede representar mayor daño.

Los especímenes I y I-A son buena representación del diseño aislado de juntas viga-columna siendo virtualmente inafectadas por la primera carga simulada del sismo. Pequeñas grietas son observadas en la primera articulación de la zona, pero sólo las rayitas de las grietas son visibles en el área de la conexión. los siguientes tres ciclos causan un significante deterioro. Los siguientes dos ciclos representan el segundo sismo causando agrietamientos diagonales atraves del área de la conexión lo suficientemente para necesitar ser reparado si la edificación simulada en la prueba puede ser restaurada para su original apariencia (figs 2.15 y 2.16). El último ciclo registrado favorece aumentando lo necesario para reparar por razón estética.

Los especímenes III y IV con columnas pequeñas forman articulaciones plásticas en la zona de la conexión sufriendo considerables daños visibles como se muestran en las figuras 2.20 y 2.21. En el final de las primeras cargas mayores del sismo los especímenes tendrán considerables agrietamientos. Incrementandose los daños superficiales durante los ciclos inelásticos. Al final de la prueba, en las conexiones se presentan alineaciones verticales pobres y agrietamientos extensivos requiriéndose considerables reparaciones.

Los daños visibles del espécimen V que contiene una junta aislada serán significativos después de las cargas simultaneas cuando sea aplicado el primer sismo (fig 2.18). Como se esperaba para esta junta completamente libre, la fuerza y la ductilidad serán insuficientes.

2.5.3 Esfuerzo en el acero

El desarrollo del esfuerzo en el refuerzo principal de la conexión entre la viga y la columna para un espécimen tipo, figs 2.23 a la 2.27. Los esfuerzos serán calculados por medio de las deformaciones medidas presentadas en las curvas de esfuerzo de la figura 2.22. El espécimen I-A se escogerá como el esfuerzo representativo desarrollado en las barras de un buen diseño de la junta.

2.5.4 Acero de la columna

Las barras de refuerzo de la columna y viga serán casi uniformemente desde el principio por una carga aplicada axialmente (fig 2.23). sin embargo, se aprecia una diferencia en la distribución del esfuerzo desarrollado durante la carga en la viga. Los esfuerzos reversibles concurrentes son remarcados en la columna dentro del área de la junta. Estos esfuerzos serán inconsistentes en signo, con el efecto de inducir el momento causado en la columna por la carga en la viga. Una explicación para esta distribución inusual es la de la deformación reflejando la flexión local de la barra. Este efecto no será creído de no tener una influencia significativa la fuerza de la junta.

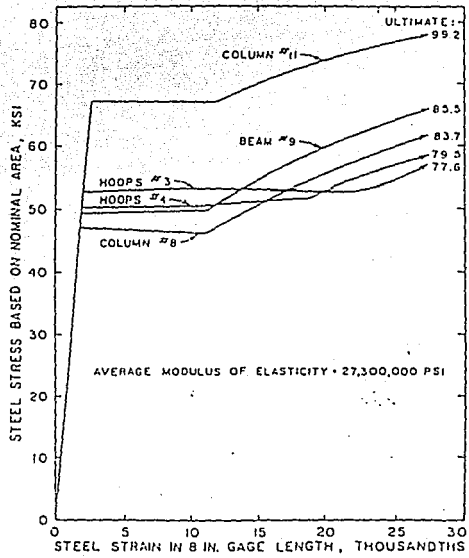


Fig 2.22 Medición del esfuerzo-deformación para barras de refuerzo típicas. (ref 13)

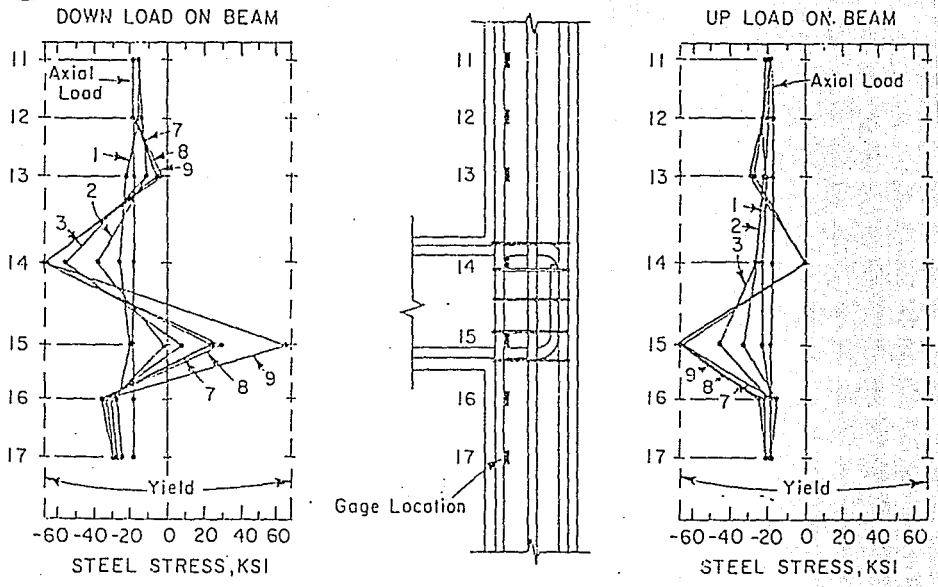


Fig 2.23 Esfuerzo en el acero de la columna para el espécimen IA. (ref 13)

2.5.5 Acero de la viga

Cuando la carga axial sea aplicada a la columna, el extremo de las barras de la viga opera parecido al refuerzo de la columna y se desarrollan esfuerzos de compresión considerables (figs 2.24 y 2.25). Para la descarga de la viga, las barras del lecho superior desarrollan una resistencia al esfuerzo de fluencia de la cara de la columna para los ciclos de carga inelástica. El esfuerzo en las barras del lecho superior será transferido al concreto en el área de la conexión por encima de lo garantizado de la logitud interior del entorno. Las barras de refuerzo del lecho inferior de la viga excepto las que transmiten esfuerzos a lo largo de las mismas siendo acortadas, y al final de la barra estando normalmente en compresión para ambas direcciones de la carga en la viga.

2.5.6 Estribos

El punto de principal interés en este estudio de conexiones viga-columna será útil para cerrar los estribos en el sitio del área de la conexión. Lo fundamental de estos estribos será el beneficio para resistir la tendencia de la conexión a expandirse bajo múltiples cargas reversibles de la viga. También los estribos resisten alta tensión diagonal en la conexión principalmente por la fuerza en el refuerzo de tensión de la viga. Del recorrido, una independencia considerable puede existir entre los dos efectos de la conexión, pandeo y tensión diagonal.

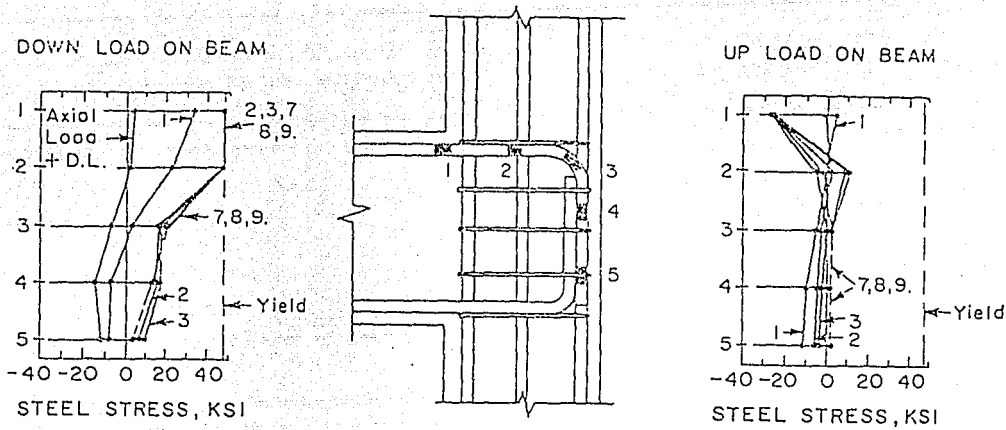


Fig 2.24 Esfuerzo en el acero de la viga para el espécimen IA; (a) acero máximo de la viga (ref 13)

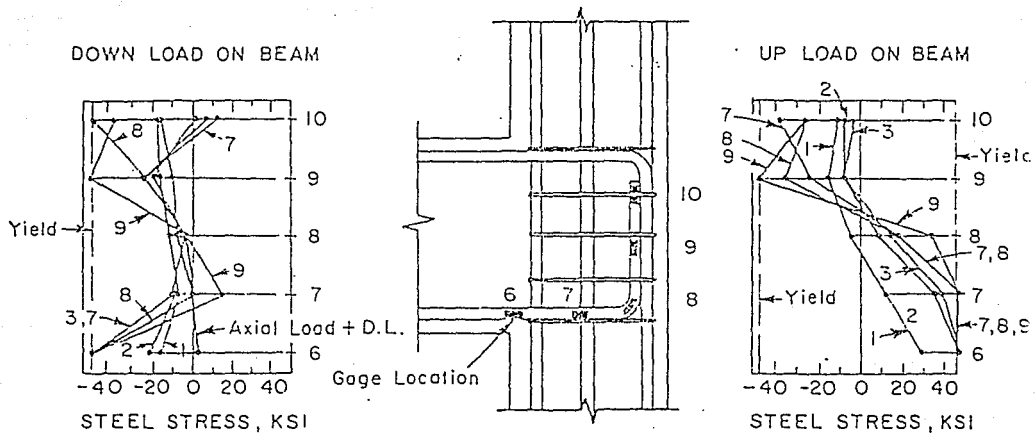
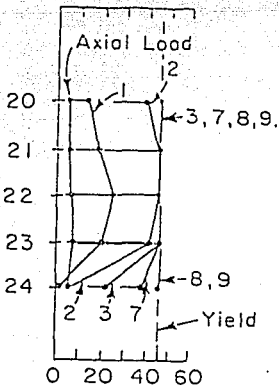
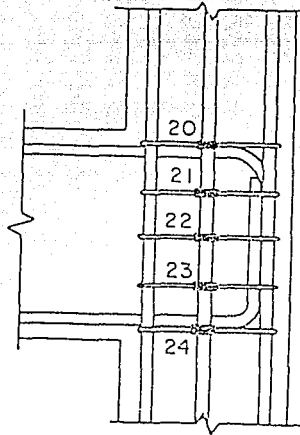


Fig 2.25 Esfuerzo en el acero de la viga para el espécimen IA; (b) acero mínimo de la viga (ref13)

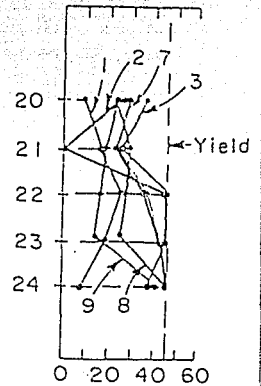
DOWN LOAD ON BEAM



STEEL STRESS, KSI



UP LOAD ON BEAM

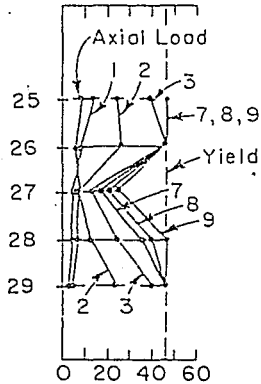


STEEL STRESS, KSI

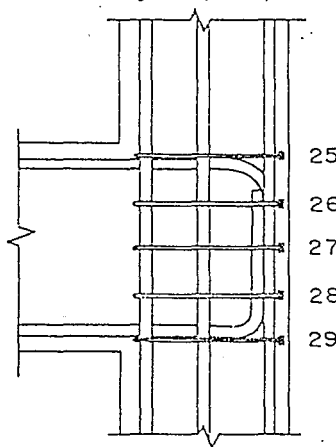
Fig 2.26 Esfuerzo en los estribos para el espécimen IA; (a) estribos mínimos para

la cara de la junta. (ref 13)

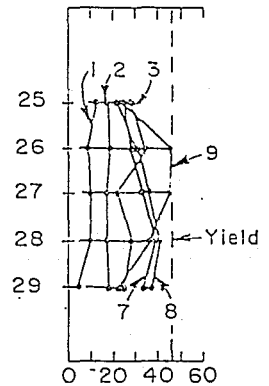
DOWN LOAD ON BEAM



STEEL STRESS, KSI



UP LOAD ON BEAM



STEEL STRESS, KSI.

Fig 2.27 Esfuerzo en los estribos para el espécimen IA; (b) estribos mínimos para la parte posterior de la junta. (ref 13)

2.6 RESISTENCIA SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREFABRICADO Y PRESFORZADO.

2.6.1 Modelado de los resultados de carga-deformación.

Los dos métodos existentes para predicción teórica de los resultados medidos de carga deformación tuvo que ser analizado consistentemente por Park (ref 11). En su investigación de 1969 Paranograma y Edwars utilizaron una variable compatible de esfuerzo de factor F para obtener un acuerdo entre las mediciones y la predicción de los resultados de sus vigas pretensadas. El factor F se relaciona con el acero y las deformaciones del concreto en el nivel del acero presforzado. Otra suposición que se hizo fue una distribución lineal de las deformaciones del concreto sobre la profundidad del miembro, y sabiendo la carga-descarga y esfuerzo deformación.

El valor de F requerido para realizar lo acordado con la medición de las envolventes Momento-Rotación, fue inicialmente alto y sólo se ocupó de la unidad de la última carga. El uso del mismo factor F no obtuvo buena fluencia según lo esperado con la medición de las curvas carga-descarga. Para lo acordado en este caso se requiere el uso de otro grupo de factores F . En retrospectiva, esto es, esa pobre relación aparente entre las mediciones y las predicciones de los resultados fue ante todo debido a la información inadecuada en la relación esfuerzo-deformación apropiada para el concreto y el acero.

Blakeley y Park desarrollaron modelos más precisos de las relaciones medidas de carga-descarga y esfuerzo-deformación para concreto y acero presforzado y la utilización de ellos, sin tener que recurrir a ningún factor compatible F , de la predicción de la relación Momento-Rotación de la medición de sus pruebas. Aparentemente la buena relación obtenida por ellos es

el de la figura 2.28, son presentadas en (a) Y (b) las curvas teóricas y experimentales para submontajes con articulaciones en la viga y columna, respectivamente.

A causa de ese acuerdo ellos concluyeron que dado la falta de garantía la combinación de los efectos fue razonable. sin embargo ellos notaron que aquel acuerdo obtenido fue incluido esencialmente en los efectos de histéresis en la idealización de las curvas esfuerzo-deformación para el acero. Nivelando después lo medido en el rizo de histéresis en el rango elástico, fue amortiguado ligeramente más que la teórica. Ellos atribuyeron este efecto a la conclusión incompleta de las grietas existentes.

Basados en los resultados de esta prueba y sus modelos de trabajo, Blakeley y Park propusieron una idealización de la tercera etapa del modelo **Momento-Rotación** con etapas del comportamiento representativas después del aplastamiento en una dirección y el comportamiento antes del aplastamiento en ambas direcciones. Esas predicciones de sus modelos de trabajo hasta el aplastamiento del concreto, dominando los efectos elásticos recobrados y los risos de histéresis tienen la forma mostrada en la figura 2.29. Significando la disipación de la energía y por consiguiente la alteración en la etapa de los risos de histéresis no se desarrolló hasta después del aplastamiento del concreto.

Thompson amplía el trabajo de Blakeley de las predicciones de la respuesta de su presfuerzo parcial en el subensamblaje y obteniéndose buena relación entre lo medido y los resultados calculados. La predicción de la respuesta completa de marcos, necesita modelos para elementos de gran tensión y que garantice las fuerzas actuantes añadidas en la flexión, los elementos con tendones limitados y secciones parcialmente presforzadas, los modelos para la conexión de losa-columna y modelos para los elementos de torsión distribuida.

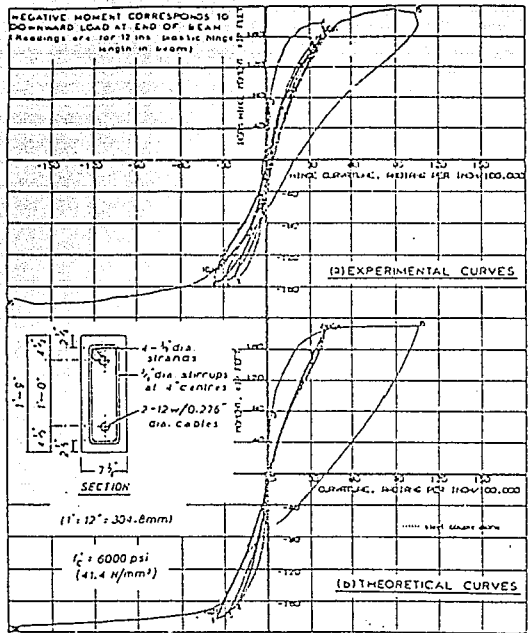


Fig 2.28 Predicción y medición de las curvas Momento-Rotación para la región viga y columna del subensamblaje viga-columna. (ref 11)

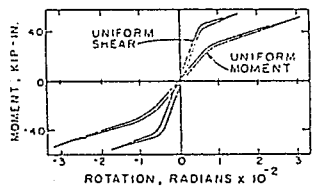


Fig 2.29 Respuesta típica de fuerza-deformación. (ref 11)

2.7 ESTUDIO SOBRE LA RESISTENCIA SÍSMICA DE CONEXIONES ENTRE VIGA-COLUMNA DE CONCRETO PRESFORZADO.

Un estudio de cuatro conexiones fue llevado a cabo por Roger W. G. Blakeley y supervisado por Robert Park (ref 5), en el departamento de ingeniería civil de la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda. Dichas conexiones cíclicas reversibles de alta intensidad. Las variables del estudio son la cantidad de acero transversal de confinamiento para ductilidad y la ubicación de la articulación plástica en los miembros.

En este trabajo se presentan los resultados obtenidos de estos experimentos, los cuales permitieron estudiar la disipación de energía, ductilidad y respuesta estructural de marcos de concreto presforzado.

2.7.1 Descripción del estudio

Las unidades estudiadas son conexiones exteriores de un edificio de concreto presforzado y la conexión del sismo sobre éstas se representa por medio de un ciclo de carga estática, a través de un gato mecánico de 15,900 Kg (35.05 Kips), y la secuencia de carga de la unidad dos se presenta en la figura 2.31; para los otros especímenes se usaron ciclos semejantes.

Los detalles de algunas de las cuatro unidades estudiadas se muestran en las figura 2.30.

Las unidades uno y dos se diseñaron para formar articulaciones plásticas en la viga sobre la junta, y las unidades tres y cuatro fueron diseñadas para tener sus articulaciones plásticas en la columna ya sea inmediatamente arriba o abajo de la viga. La situación representada por las unidades tres y cuatro son típicas de muchas estructuras de marcos de concreto presforzado. También se estudió el efecto de ir variando el grado de confinamiento para la ductilidad de la sección.

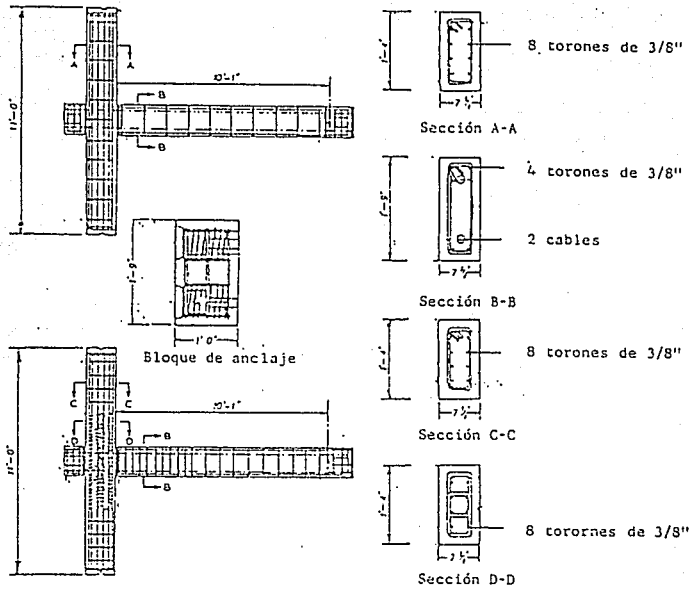


Fig 2.30 Detalles de conexiones viga-columna postensada. (ref 5)

2.7.2 Resultados del estudio

Las unidades uno y dos desarrollan una articulación plástica en la viga como se esperaba, la representación de los resultados se ilustran en las figuras 2.32 y 2.33 los números en las curvas corresponden al pico del ciclo correspondiente mostrado en la figura 2.31.

En las unidades tres y cuatro las articulaciones plásticas se forman en las columnas tal como era esperado, las curvas de **Momento-Rotación** correspondientes a la carga hacia abajo del extremo de la viga son mostrados en las figuras 2.34 y 2.35.

2.7.3 Conclusiones

Estas series de estudios mostraron que las estructuras de marcos de concreto presforzado pueden ser capaces de resistir sismos moderados sin sufrir daño estructural, y de resistir varios sismos, aunque en este caso, ocurre mayor daño estructural. Los resultados del estudio indican que:

1. La disipación de energía es relativamente pequeña antes de comenzar el aplastamiento de concreto, pero es considerable una vez que ocurre el aplastamiento.

Son necesarias más evidencias para el análisis dinámico y así determinar cuanta disipación de energía se requiere para varios sismos, para con esto obtener las demandas actuales de ductilidad en los diferentes miembros.

2. Los ensayos muestran que grandes deformaciones pos-elásticas pueden ser alcanzadas en todas las unidades. Los investigadores dicen que no fue ventajoso colocar más acero transversal que el requerido por el cortante para los distintos miembros.

3. Una degradación considerable de la rigidez ocurrió cuando los miembros de concreto pretensado se sujetaron a una intensidad alta de ciclos de carga.
4. Los investigadores recomiendan el uso de ductos de metal corrugado, para resistir los cables de postensado en ensambles exteriores e interiores de viga-columna. Esta recomendación es para minimizar la posibilidad de pérdida de capacidad al momento en las vigas debido a una falla entre los ductos y la columna.
5. Las juntas de mortero entre los miembros de marcos prefabricados y postensados, en secciones críticas pueden comportarse satisfactoriamente bajo cargas sísmicas.

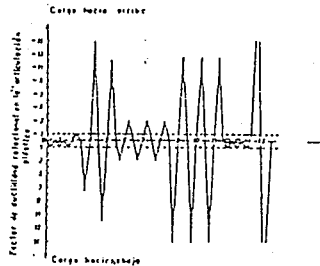


Fig 2.31 Secuencia de la carga estática. (ref 5)

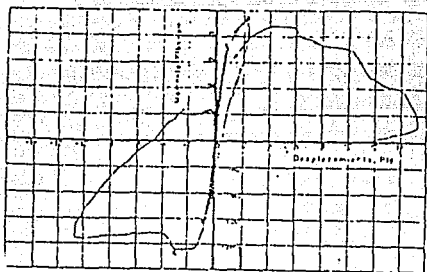


Fig 2.32 Curvas momento-desplazamiento de la unidad 1. (ref 5)

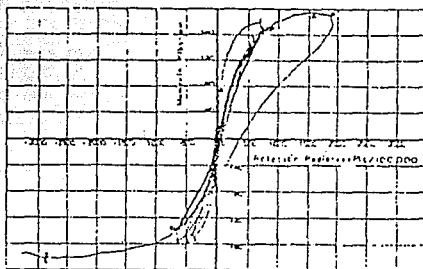


Fig 2.33 Curvas Momento-Rotación de la unidad 2. (ref 5)

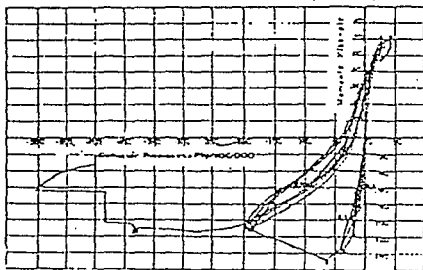


Fig 2.34 Curvas Momento-Rotación de la unidad 3. (ref 5)

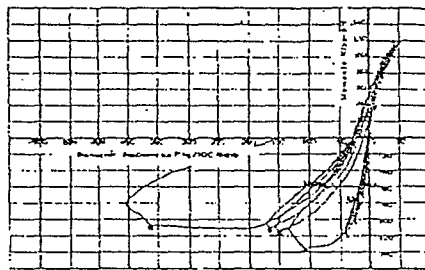


Fig 2.35 Curvas Momento-Rotación de la unidad 4. (ref 5)

2.8 ALGUNOS OTROS ESTUDIOS SOBRE CONEXIONES

Al principio de los 80's The Rockwin Corporation de los EUA (ref 6), hizo una prueba a un edificio prefabricado de concreto y aunque todos los componentes del edificio son prefabricados, se diseñó como si se tratara de un edificio colado en obra (fig 2.36). durante el sismo de Whittier, éste edificio fue sujeto a cargas más grandes que las prescritas por el código de construcción, sin ocurrirle daño estructural. Esta estructura es la única construida usando este sistema.

Por otra parte "THE NATIONAL SCIENCE FOUNDATION", junto con el PCI y "THE PRECAST CONCRETE MANUFACTURERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA" (PCMAC); Tuvieron recientemente un acuerdo para financiar los primeros tres años de un programa llamado "PRECAST SEISMIC STRUCTURAL SYSTEMS", y los objetivos de éste son:

1. Desarrollar recomendaciones de diseño basadas en datos de una investigación, las cuales intentan optimizar la facilidad de la construcción prefabricada de concreto en zonas sísmicas.
2. Desarrollar nuevos materiales, conceptos y tecnologías para la construcción prefabricada de concreto en zonas sísmicas.

Otra institución de los EUA "THE NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY", bajo la dirección de H. S. Lewy y Gerald Dine Cheok, también tiene un programa de investigación, el cual tiene como principal objetivo, el demostrar y 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 para este estudio se idealizó para una estructura de quince niveles, y los detalles de las conexiones se pueden ver en las figuras 2.37, 2.38 y 2.39.

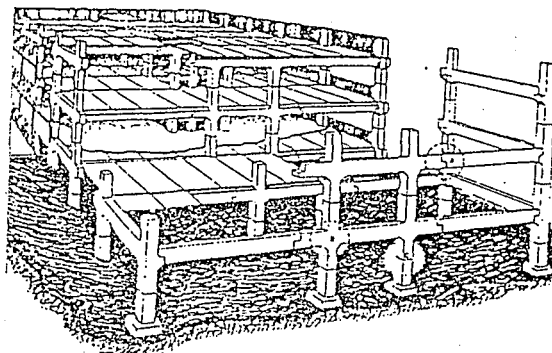


Fig 2.36 Edificio prefabricado desarrollado por Rockwind Corporation. (ref 6)

CAPITULO III
ESTUDIO EXPERIMENTAL DE ALGUNOS TIPOS
DE CONEXIONES

3 ESTUDIO EXPERIMENTAL DE ALGUNOS TIPOS DE CONEXIONES

3.1 CARACTERÍSTICAS DE LA CONEXIÓN

Se estudia una conexión viga-columna correspondiente a un extremo de un primer nivel de un edificio de cinco, formado a base de marcos de concreto reforzado, fig 3.1, que se supone ubicada en la zona III de acuerdo con el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF-87), (ref 7).

Para tener idea sobre la esquadra de las secciones de los elementos del RCDF-87 y sus normas técnicas complementarias, la relación entre el desplazamiento relativo de dos niveles consecutivos y la altura de entrepiso correspondientes, en todos los casos, menor o igual que 0.006.

Para el dimensionamiento de los elementos no se incluyó ningún factor de carga, ni factores de resistencia; a efecto de determinar resistencias más reales.

Las columnas son coladas en sitio, en ellas se ancla previo al colado el refuerzo longitudinal del lecho superior de la viga y se ubica en una ménsula en donde se apoyará la viga prefabricada y a través de la cual se dará continuidad al refuerzo del lecho inferior de la viga.

3.2 DESCRIPCIÓN DE LA CONEXIÓN

La conexión propuesta para el estudio experimental, corresponde a la unión entre una viga prefabricada y una columna colada en el lugar de la obra. La viga se apoya sobre una ménsula que sobresale de la columna y que por razones arquitectónicas tiene el extremo desbastado; las dimensiones en el extremo de la viga son, para facilitar el diseño, las mismas que

las de la ménsula en que se apoya. En la fig 3.2, se pueden observar las dimensiones generales de los elementos por conectar.

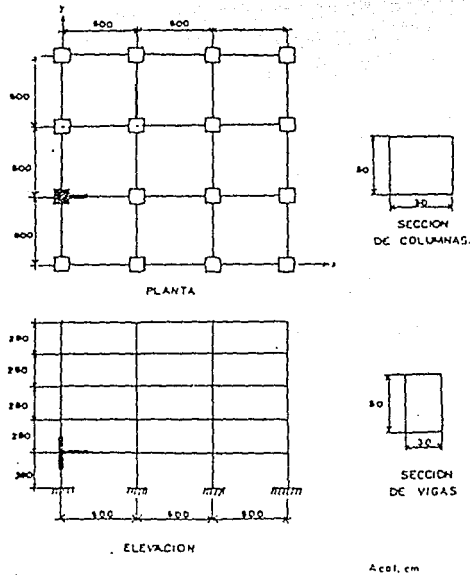


Fig 3.1 Estructura analizada y ubicación de la conexión.

La sección transversal de la viga, en la zona desbastada, es de 30 x 39 cm.; sobre la viga se colocó un firme de 11 cm. de espesor para recubrir el acero de refuerzo del lecho superior de la sección total de la viga, que al final será de 30 x 50 cm. provocando que trabaje como una sección compuesta.

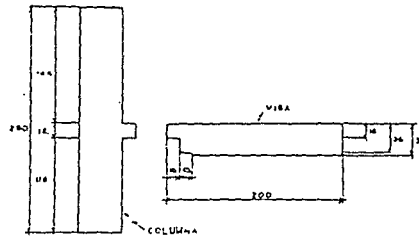


Fig 3.2 Dimensiones generales de los elementos a conectar.

La conexión quedó clasificada dentro de las llamadas rígidas (ref 1), es decir, se buscó que la conexión transmita momento flexionante y que tenga cierta ductilidad. La ductilidad puede ser definida como la capacidad de una estructura, componente o conexión para soportar grandes deformaciones antes de fallar; y se expresa como la relación de la deformación en la primera fluencia entre la deformación a la falla.

El acero del lecho superior formado por cinco barras del No. 8 (en los primeros tres especímenes), se anclan dentro de la columna, dejando en el exterior del colado de la misma, una longitud suficiente de acero para ser colocado en el lecho superior de la viga de sección compuesta, como se ve en la figura 3.3.

Tanto la ménsula de la columna como el borde inferior de la viga están rodeados por placas de 1/2" de espesor. Las cuatro barras (2 No.8 y 2 No.6) que constituyen el refuerzo del lecho inferior, se sueldan a la placa inferior del extremo de la viga. Por otra parte, una misma cantidad de refuerzo longitudinal se ahoga previamente en la columna dándole una longitud de desarrollo para lograr un anclaje eficiente; soldando dicho refuerzo a la placa inferior de la ménsula de la columna.

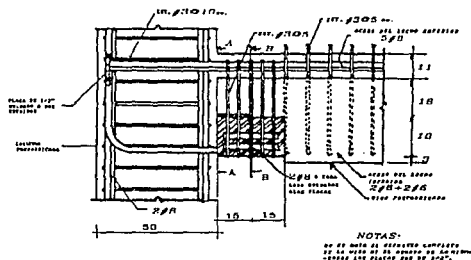


Fig 3.3 Detalle de la unión viga-columna de los especímenes 1,2 y 3.

Al conectar los elementos, la continuidad del espécimen se logró uniendo las placas laterales tanto de la ménsula de la columna como las placas de la viga desbastada, a través de dos barras del No.8 que fueron soldadas a cada lado, como se ve en la figura 3.3. Este tipo de continuidad que se le dio al acero inferior de la viga, sólo se realizó para las conexiones 1, 2 y 3.

3.3 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE CARGA

Los especímenes estarán sujetos a ciclos de carga reversible en la viga y a carga axial en la columna de la conexión, para tal efecto se tienen dos marcos de carga, el primero es para dar carga a la viga y el segundo es para proporcionar la carga axial a la columna.

Consistiendo el primer marco de un poste a base de un perfil de acero de sección I, el cual, está soldado a una placa de acero y ésta a su vez se ancla a una losa de 45 cm. de espesor por medio de tornillos de 1" de diámetro. El poste en una altura de 2.15 mts. recibe un actuador dinámico MTS de hasta 50 ton. de capacidad para actuar en dos direcciones, el actuador se sujeta al poste por medio de tornillos y un cable de acero que pasa por la parte superior del poste y que se ancla 2.5 mts. de la altura del poste. Para dar mayor rigidez al poste, éste se apuntala con cuatro perfiles cerrados de acero de dimensiones de 4" x 4", los que se encuentran articulados en sus extremos (fig 3.4).

El actuador MTS sujeta a la viga por medio de dos placas de acero, que presanan a la viga con la ayuda de cuatro tornillos que la sujetan transversalmente (fig 3.5).

El segundo marco de carga es una prensa gigante, la cual se forma a través de dos barras de extremos roscados de 3 1/2" de diámetro, que se sujetan en ambos lados a dos bloques

construidos a base de placas de acero de 35 cm. de espesor; en uno de los bloques se apoya un gato hidráulico de 50 ton. de capacidad de trabajo, con el que se aplica una carga axial a la columna. El émbolo del gato no se apoya directamente sobre la columna, sino sobre unas placas que le sirven de apoyo, haciendo lo mismo en el lado contrario de la columna, como se muestra en la figura 3.6.

En la fig 3.7 se presenta una vista lateral del segundo marco de carga, en donde se aprecia como se apoya la columna en el piso en sus dos extremos por medio de placas de apoyo articuladas.

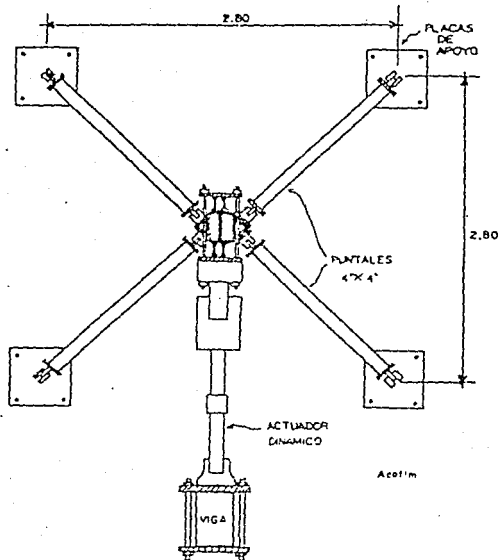


Fig 3.4 Vista superior del marco de carga de la viga.

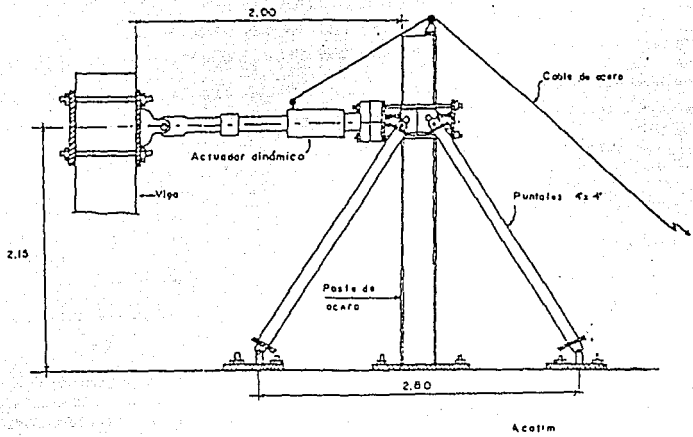


Fig 3.5 Vista lateral del marco de carga de la viga.

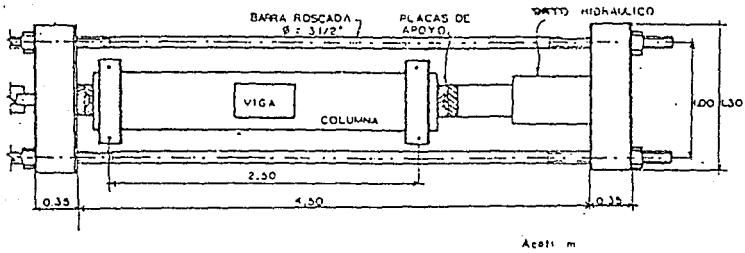


Fig 3.6 Vista superior del marco de carga de la columna.

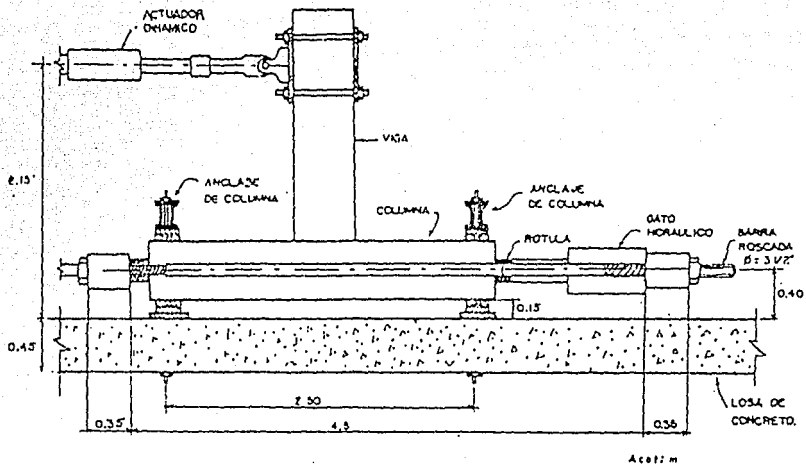


Fig 3.7 Forma en la que se aplican las cargas al espécimen.

3.4 INSTRUMENTACION PROPUESTA

El objetivo que se persigue con la utilización de los instrumentos que se mencionan a continuación, es la obtención completa por medio de registros especificados, de la respuesta que proporcione el espécimen ante las sollicitaciones mecánicas, que en este caso son impuestas. Estas acciones son los ciclos de histéresis de carga-desplazamiento y momento-giro que se aplican en la viga, tanto como la carga axial aplicada en la columna. La respuesta del espécimen se presentó en forma de desplazamiento, giro, aplastamiento del concreto y rotura o flexión de

las barras de refuerzo longitudinal. Algunas de estas respuestas sólo pueden ser registradas mediante métodos cualitativos, tales como el registro fotográfico; en tanto que otras respuestas se obtuvieron en forma cuantitativa ya que se le asignaron instrumentos de medición.

Para el registro continuo de los niveles de carga y las respectivas reacciones del espécimen, se utilizó principalmente las celdas de carga y los manómetros de presión. Las primeras son transductores eléctricos capaces de convertir un nivel de carga aplicado en señal eléctrica, interpretada con la ayuda de un voltímetro digital y un graficador x-y, los cuales realizan en forma continua el registro de los distintos niveles de carga, pero no en forma continua, sino sólo en los instantes en que se realizan las lecturas de impresión en las líneas, y tienen el inconveniente de que arrojan valores aproximados con un mayor margen de error.

Para conocer los desplazamientos lineales y angulares, se utilizaron los deformímetros de carátula (micrómetros) y los transductores de desplazamiento, con los cuales se pudieron lograr registros de buena precisión hasta de 0.01 mm., teniendo como principal inconveniente lo escaso de sus carreras, pues son de alrededor de 4.5 cm en ambos sentidos para los primeros y de 3.5 cm también en ambos sentidos para los siguientes.

Para la obtención de los ciclos histéricos de carga-desplazamiento de la viga, se utiliza aparte de los micrómetros, untransductor de desplazamiento, el cual envía una señal eléctrica a un graficador x-y para generar de esta forma las curvas de carga-desplazamiento

En la figura 3.8, se muestra la instrumentación que se empleó en el primer ensaye.

3.5 DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

Los tres primeros especímenes se diseñaron de igual forma, en la fig 3.9, se presenta el armado de la viga de extremo desbastado, su diseño se realizó con los criterios del Precast

Concrete Institute (PCI), ref 16. Para el cuarto espécimen el diseño de la viga se modificó debido a que los detalles de la conexión fueron distintos, como se puede apreciar en la fig 3.10.

El concreto utilizado para la elaboración de los especímenes 1, 3 y 4, estuvo compuesto de cemento portland tipo I y la resistencia nominal a compresión alcanzada por el concreto fue de un $f'c = 380 \text{ Kg/cm}^2$, siendo para el concreto del firme un $f'c = 230$; el tamaño máximo del agregado de 1.9 cm (3/4"); la grava se obtuvo de bancos de material de Sta. Fe y la arena de Metepec, Edo. de México. El acero de refuerzo fue de grado 42 (4200 Kg/cm^2), las placas soldadas en sus extremos fueron de acero estructural A-36.

Las columnas de las conexiones se diseñaron con los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias para el D.F. (NTCDF-87) (ref 8), y se diseñaron de tal manera que se impidiera su falla durante el ensaye de las conexiones; evitando principalmente la falla por cortante y por momento flexionante. Anotando que el refuerzo que da continuidad a la viga por momento negativo (5 del No.8) se ancló a la columna desde su fabricación, fig 3.11.

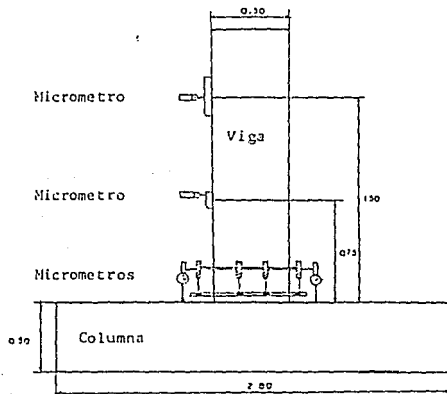


Fig 3.8 Instrumentación empleada durante el ensaye.

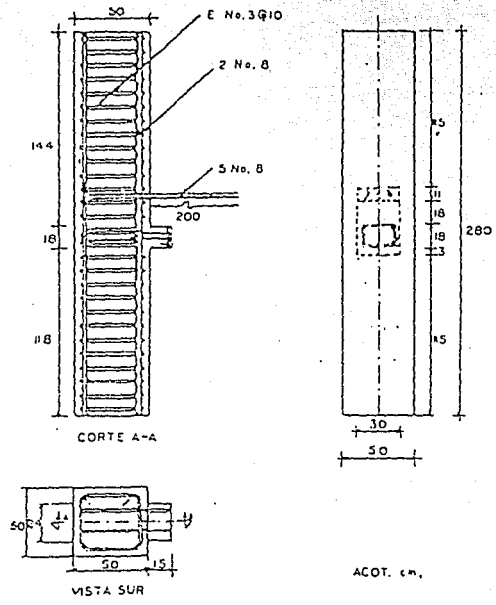


Fig 3.11 Armado de la columna, para los especímenes 1,2 y 3.

Para las conexiones 1, 2 y 3 el armado de la columna fue el mismo, fig 3.11. Un detalle de la ménsula se presenta en la fig 3.12; en la fig.3.13, se muestra una fotografía antes del colado del concreto.

En la columna de la conexión 4 como la figura 3.14 lo muestra, se cambiaron algunos detalles del armado.

El concreto empleado en las columnas fue de alta resistencia con un $f'c = 380 \text{ Kg/cm}^2$ y el acero de refuerzo de grado 42.

Para el montaje y ensamble de los elementos viga-columna, se colocaba en posición vertical con los estribos que reforzaban la sección de la conexión preparados para recibir la viga, fig 3.15, posteriormente se apoyaba la viga en la ménsula de la columna, fig 3.16, mientras que en el otro extremo se apoyaba provisionalmente hasta que se soldaran las cuatro barras del No.8, dos en cada extremo, soldadas a las placas laterales tanto de la ménsula de la columna como los de la viga desbastada. A continuación se procedía con el cierre de las ramas de los estribos en el lecho superior de la viga y se proseguía del simbrado, colado y curado del concreto colado en el lugar de la unión y del firme superior de la viga.

Para la cuarta conexión el detalle de las barras en la parte inferior, como se muestra en la figura 3.17, cambia ya que se observa que las barras que dan continuidad a cada lado de la conexión, una se ancla en la columna y la otra en la viga, con lo que se reduce el cordón de soldadura a la mitad de la que se aplicó en las tres conexiones anteriores. fig 3.18.

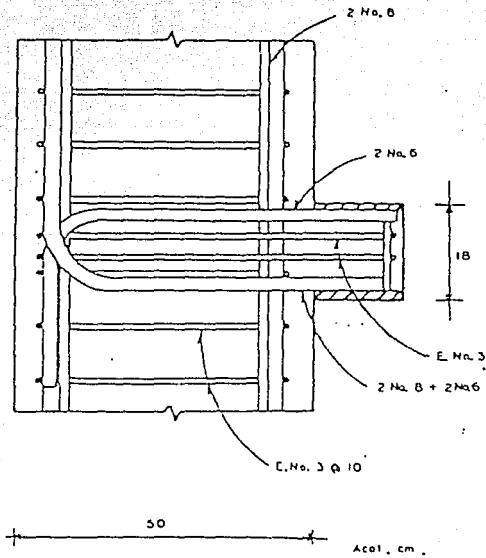


Fig 3.12 Armado de la ménsula de la columna, para las conexiones 1,2 y 3.

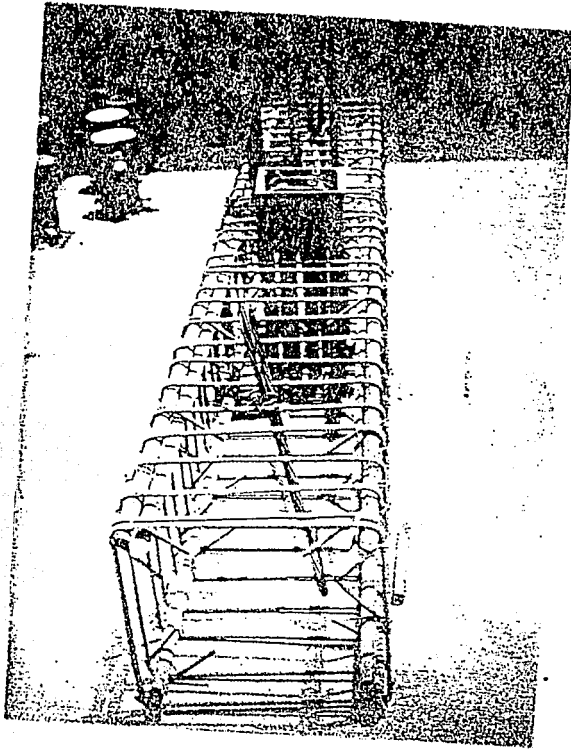


Fig 3.13 Armado de la columna, conexiones 1,2 y 3 .

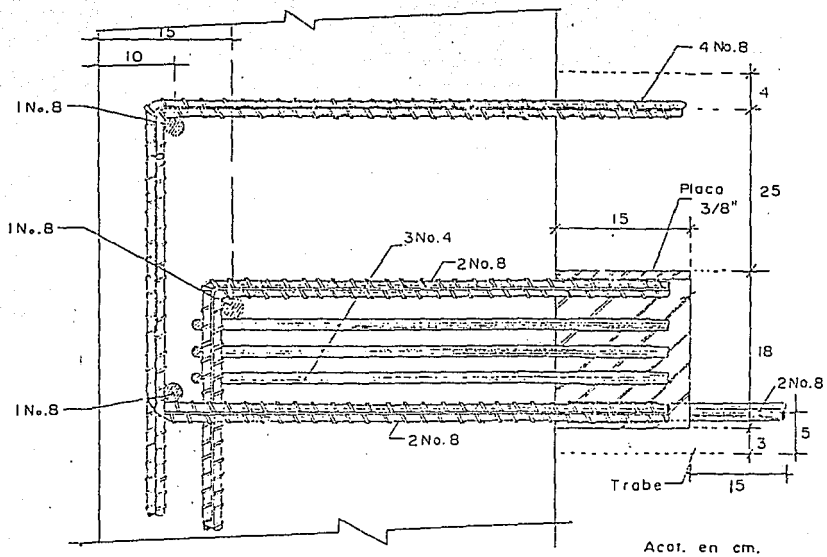


Fig 3.14 Detalle de armado, ménsula de la columna, cuarta conexión.

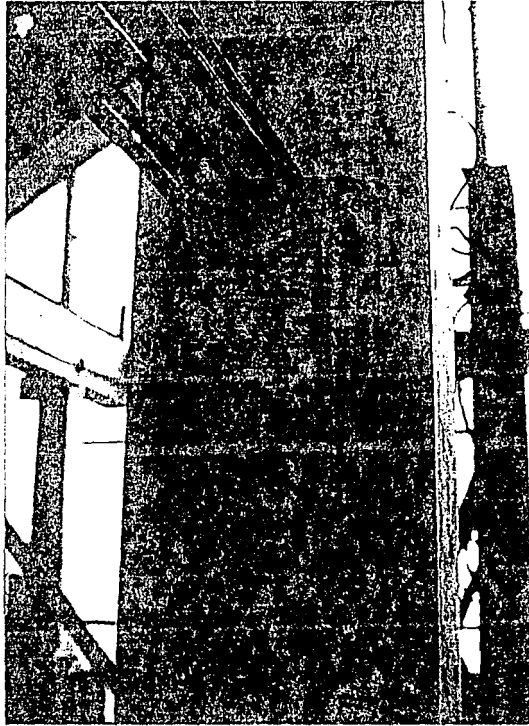


Fig 3.15 Estado de la columna y preparación de estribos antes de colocar la viga.

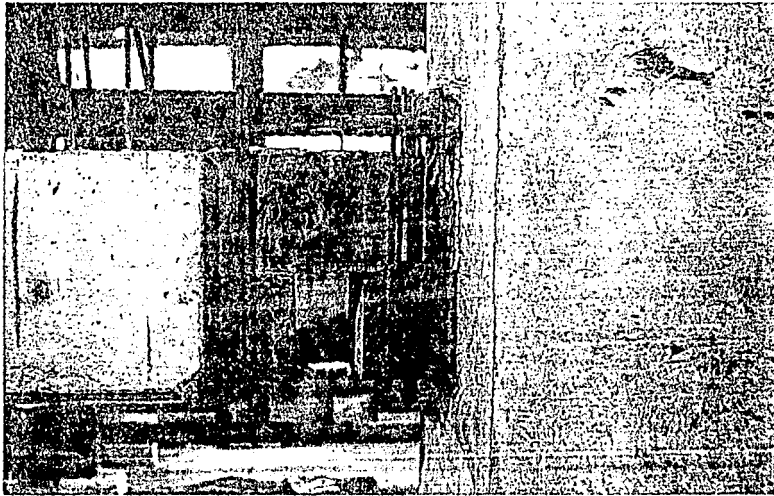


Fig 3.16 Montaje de la conexión.

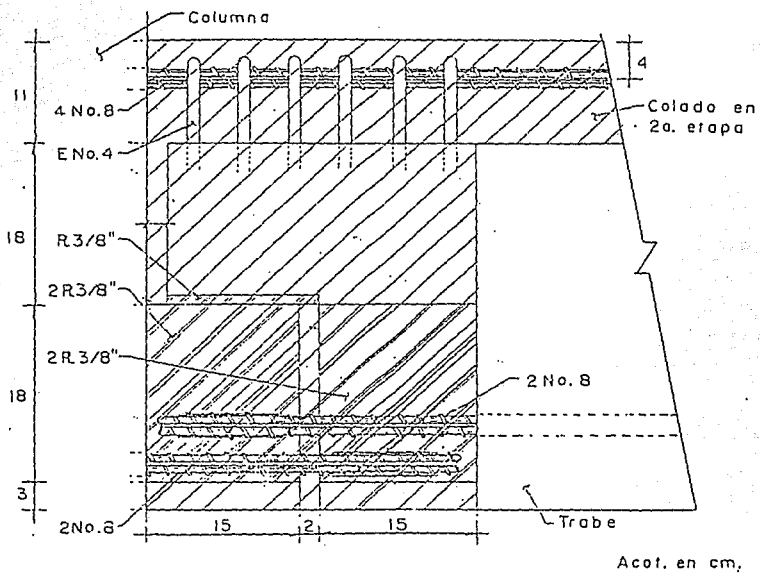


Fig 3.17 Detalle conexión trabe-columna, cuarta conexión.

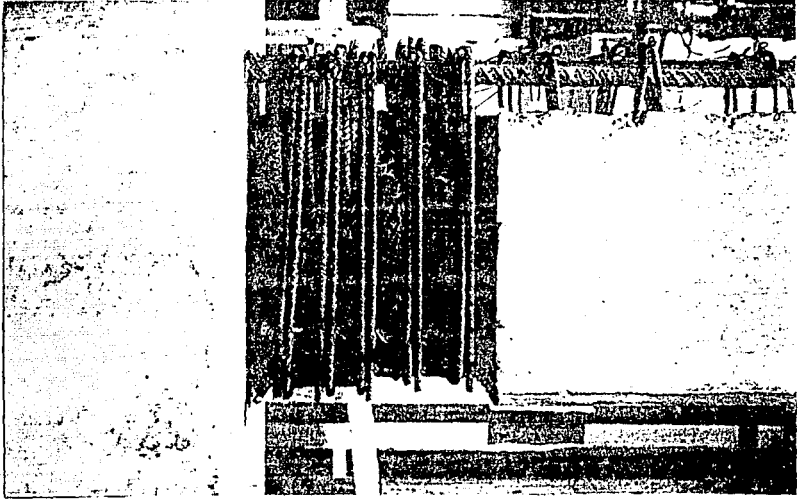


Fig 3.18 Montaje de la cuarta conexión.

4. RESPUESTA DE LOS ESPECÍMENES ANTE CARGA CÍCLICA

4.1 PRIMERA CONEXIÓN

En los primeros cuatro ciclos de carga que se le hicieron a la primera conexión, se le propinó una carga moderada-baja, lográndose cuatro ciclos de baja amplitud en el rango elástico, ya que al cargar en un sentido y después de la descarga, los micrómetros regresaban muy próximos a la lectura inicial tomada, de igual manera se comportó en el otro sentido. La conexión estaba prevista para que comenzara su respuesta en el rango inelástico para una carga de 40 ton. en la parte sometida a momento negativo, y en la parte de momento positivo a 30 ton, fig 4.1, sin embargo la máxima carga soportada para la parte resistente a momento positivo (lado débil), fue de 24.5 ton. antes de producirse la falla. Cabe mencionar que el modo de falla para este ensaye fue frágil, mientras que en la sección resistente a momento negativo (lado fuerte), sólo se pudo llegar a registrar una capacidad de 30 ton., el ensaye se suspendió debido a que el armado de la unión no tenía la capacidad de equilibrar el momento positivo.

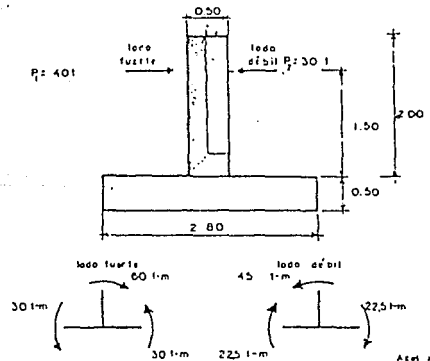


Fig 4.1 Condición de carga sobre el espécimen y momentos producidos.

CAPITULO IV
RESPUESTA DE LOS ESPECÍMENES ANTE
CARGA CÍCLICA

El número de ciclos de carga reversible aplicados al espécimen fue de siete, y en el comienzo del octavo se produjo la ruptura de las barras, cuando la conexión comenzaba a entrar en el rango inelástico; el comportamiento seguido de la conexión se puede observar en la figura 4.3, que es la curva Momento-Rotación de la viga con respecto a la columna. En la figura 4.4, se observa el comportamiento de la conexión pero en una sección tomada sólo de la viga, que se ilustra en la figura 4.2.

Después de ocurrida la falla se examinó la conexión, y se encontró que los cordones de soldadura que unían las barras y daban continuidad al acero del lecho inferior de la columna y viga, se encontraban muy próximos entre sí, lo que le restó ductilidad al acero de refuerzo.

En el primer espécimen no se observó un agrietamiento severo, ni en la columna ni en la viga; en la fig 4.5, se aprecia una línea horizontal que interseca a la barra que falló en el ensaye, el punto de ruptura se localiza aproximadamente a medio peralte de la cara de la columna.

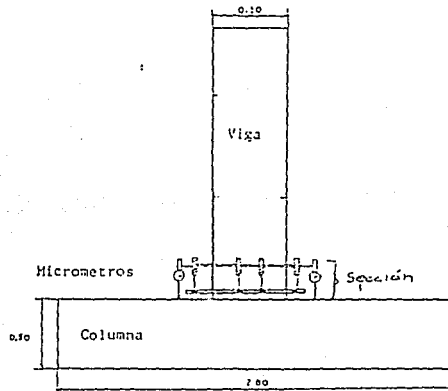
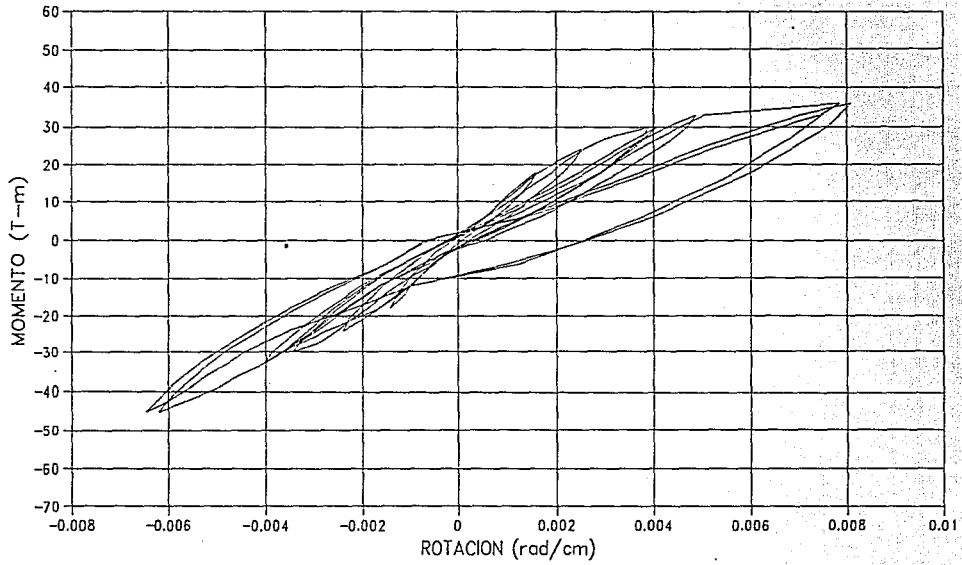


Fig 4.2 Instrumentación empleada en la sección de la viga.

CURVAS MOMENTO-ROTACION VIGA



— CONEXION 1

Fig 4.3 Curvas Momento-Rotación, primera conexión.

CURVAS MOMENTO-ROTACION
SECCION VIGA

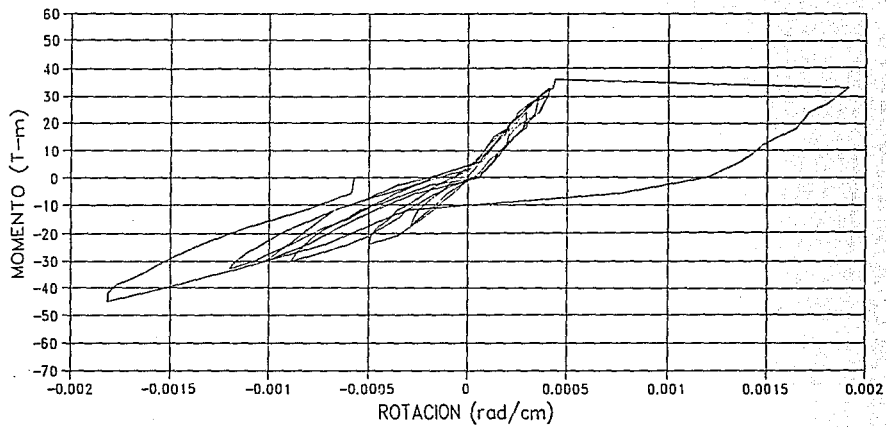


Fig 4.4 Curvas Momento-rotación, primera conexión.

— CONEXION 1



Fig 4.5 Forma de falla para la primera conexión.

4.2 SEGUNDA CONEXIÓN

Para la conexión, se utilizó el mismo diseño que el de la primera conexión, al igual el armado de la viga como el de la columna, pero se propuso cambiar el concreto del firme por un nuevo concreto de alta resistencia; éste nuevo concreto esta compuesto por resinas y agregados normales pero sin la utilización del cemento para formarlo. El material que formó el firme de la viga es capaz de alcanzar resistencias mayores de 800 Kg/cm^2 en menos de 24 hrs.;

por las características de resistencia a la compresión del concreto del firme se pensó que rigidizaría la zona de la conexión, alejando el sistema de falla lo más posible de la cara de la columna, sin embargo, después del ensaye se observó que la adherencia entre el concreto de alta resistencia y las barras de refuerzo no se llevó a cabo.

En el ensaye sólo se llegó a una carga de 20 ton. a la parte de momento positivo, provocando un momento de 30 ton-m, con la finalidad de evitar la falla que se presentó en la primera conexión que fue de manera frágil, mientras que de la parte para resistir momento negativo, que se le conoció como lado fuerte, se incrementó la carga hasta alcanzar 45 ton. o un momento de 60 ton-m, como se puede observar en la respuesta del espécimen en la gráfica **Momento-Rotación** de la figura 4.6.

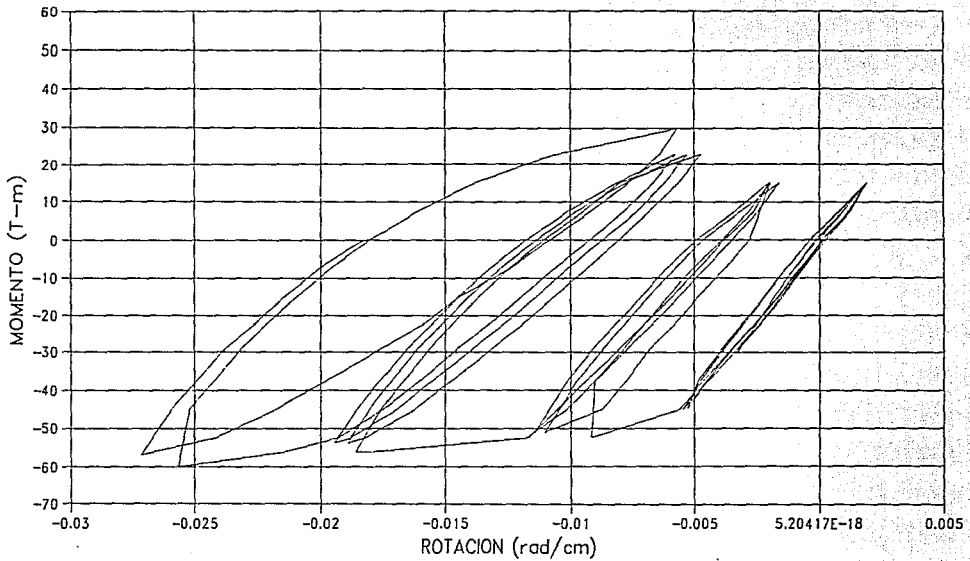
En la figura 4.7, también se presenta la respuesta del espécimen pero para la misma sección de la viga que en el ensaye anterior. Como se observa existieron giros residuales importantes, debido a que la carencia de adherencia entre las barras de refuerzo y el concreto sólo provocaba fricción en toda la longitud de refuerzo; se llegaron a aplicar un total de trece ciclos, tres de ellos en el rango elástico.

A pesar de que la carga y por consiguiente el momento no pasó las 20ton., y 30 ton-m. respectivamente, para la parte de momento positivo la conexión presentó el mismo modo de falla frágil que en el ensaye anterior; las grietas que se presentaron en el espécimen como se observa en la figura 4.7, muestran que el más severo agrietamiento corresponde a la parte que trabaja a momento negativo.

Después de que se alcanzó la carga máxima en el lado de momento positivo del espécimen, se identificaron los puntos de falla de la soldadura, fig 4.8. En la figura 4.9, se

observa el aspecto que presentó la conexión después que alcanzó el máximo desplazamiento, cuando se cargó del lado resistente a momento negativo (lado fuerte).

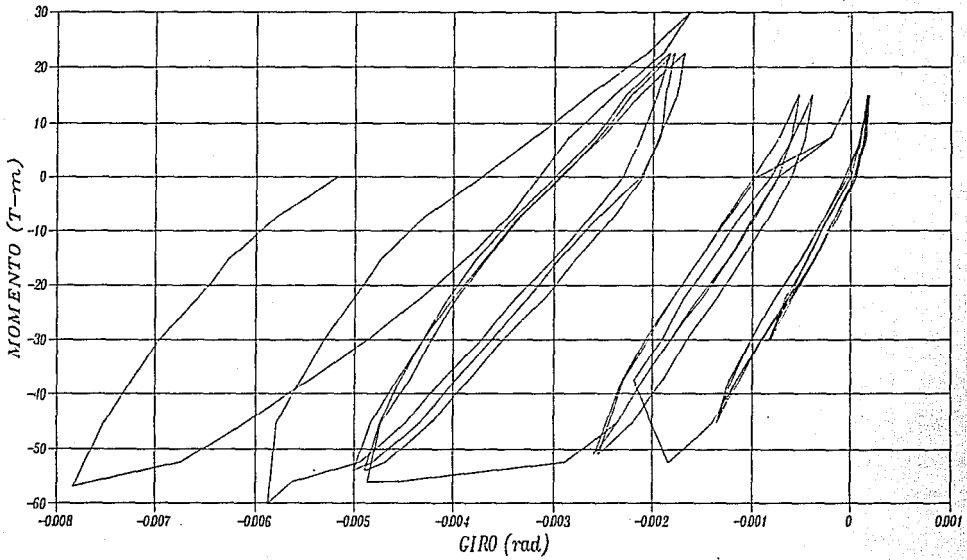
CURVAS MOMENTO-ROTACION VIGA



— CONEXION 2

Fig 4.6 Curvas Momento-Rotación, segunda conexión.

CURVAS MOMENTO-GIRO
SECCION VIGA



— ENSAYE 2

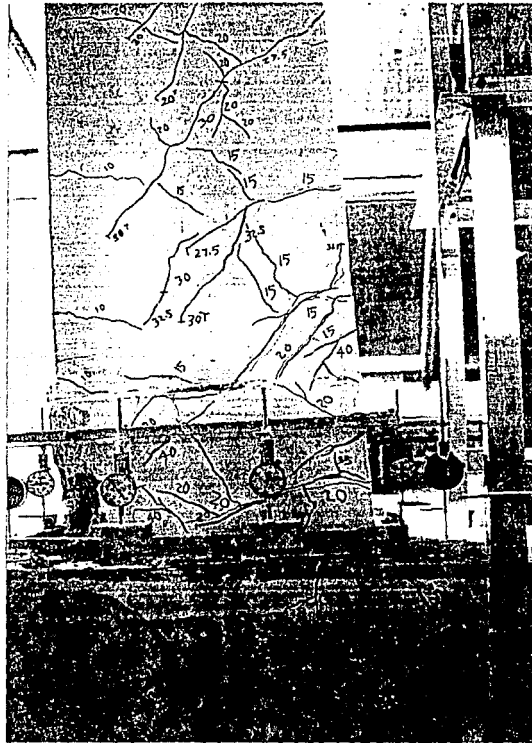


Fig 4.7 Estado de agrietamiento para la segunda conexión.



Fig 4.8 Falla de la soldadura en la segunda conexión.

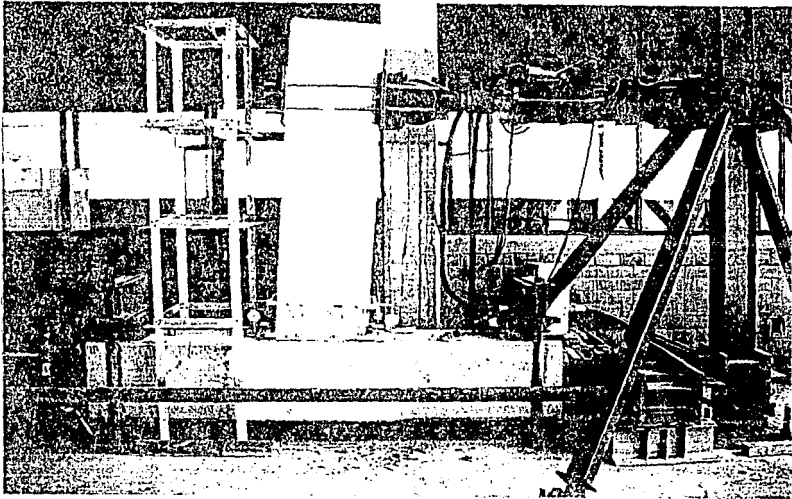


Fig 4.9 Máximo desplazamiento antes de suspender el ensaye, segunda conexión.

4.3 TERCERA CONEXIÓN

A diferencia de los demás ensayos realizados con anterioridad, éste tuvo como objetivo conocer que capacidad de deformación tenía la región de la conexión sometidas a momento negativo o lado fuerte, en la que se encuentran ahogadas en el firme de concreto de la viga barras de refuerzo, previamente ancladas en la columna. El diseño de la conexión fue el mismo que los dos anteriores; en lo que se refiere a la parte de momento positivo sólo se limitó a soportar cargas de 15 ton. ó 22.5 ton-m. para no provocar la falla que ocurrió en la primera conexión, que no dio oportunidad de conocer el comportamiento del lado fuerte.

El agrietamiento que se desarrolló en el espécimen antes de suspender el ensayo y después de suspendido el mismo, se puede observar en las figuras 4.10 y 4.11, en las figuras se aprecia notablemente como los daños por agrietamiento para el lado de momento negativo son mayores que para el de momento positivo, debido a que es una región de concreto reforzado y donde el acero de refuerzo es continuo en todo lo largo de la viga; por lo que se puede concluir que esta zona presentó un comportamiento aceptable en cuanto a características de disipación de energía.

La respuesta **Momento-Rotación** como se muestra en la figura 4.12, se aprecia que se aplicaron tres ciclos en el rango elástico y posteriormente se buscó la fluencia del refuerzo colocado en la parte de momento negativo; el número total de ciclos fue de diez, durante los cuales se alcanzó a definir la envolvente de fluencia.

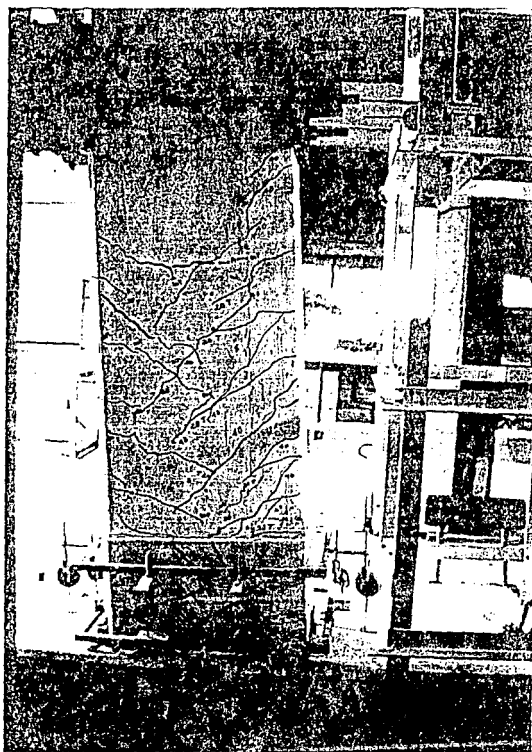


Fig 4.10 Estado de agrietamiento para el tercer ensaye.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

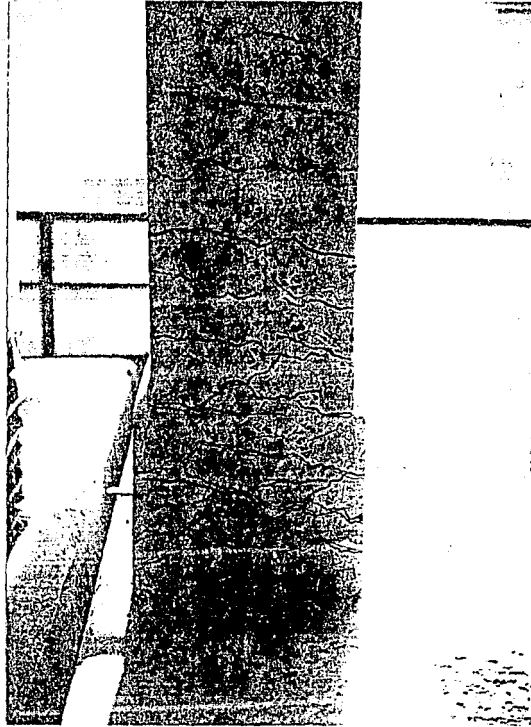


Fig 4.11 Estado final del agrietamiento en la superficie de momento negativo, tercera conexión.

CURVAS MOMENTO-GIRO VIGA

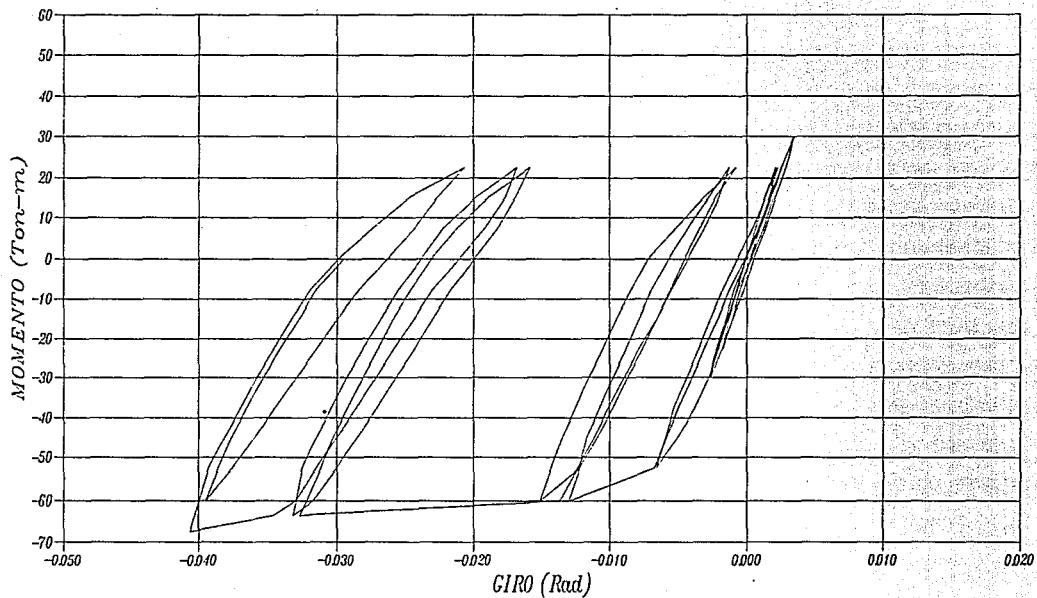


Fig 4.12 Curvas Momento-Rotación, tercera conexión.

— ENSAYE 3

4.4 CUARTA CONEXIÓN

Con el fin de que mejorara la respuesta de la conexión en al región de momento positivo, se modificó el detalle de refuerzo que da continuidad en el lecho inferior de la viga. Los detalles para ésta conexión se muestran en la fig 3.17, donde se aprecian las dos barras que dan continuidad a cada lado del elemento, una de ellas se ancla en la viga y la otra se ancla en la columna, con lo cual la longitud del cordón de soldadura se reduce a la mitad con respecto a las conexiones anteriores.

Otra de las modificaciones que se le hicieron a esta conexión, fue que el acero que sirve de refuerzo para el momento negativo (5 barras del No.8) se redujo a cuatro, con la intención de equilibrar el comportamiento del espécimen ante las cargas en ambos sentidos.

La respuesta **Momento-Rotación**, se presenta en la figura 4.13; los primeros cuatro ciclos se realizaron dentro del rango elástico, posteriormente, y a partir del quinto ciclo, la conexión entra en la parte de comportamiento no lineal; al comenzar el octavo ciclo, se produjo la falla del espécimen, nuevamente en la parte de momento positivo al igual que en los anteriores especímenes.

Como se puede observar en la figura 4.13, las máximas rotaciones medidas en la base son de 0.03 radianes.

A pesar de producirse el mismo tipo de falla que se obtuvo en las tres pruebas anteriores, la respuesta **Momento-Rotación** presenta mejores características de disposición de energía, ya que los ciclos de carga aplicados fueron de la misma amplitud en ambos sentidos como la misma área encerrada por ellos, después que el espécimen entra a la etapa de comportamiento plástico, la respuesta es la típica de elementos estructurales dúctiles.

Los puntos de falla de las barras colocadas en la parte de momento positivo se presentan en la figura 4.14.

CURVAS MOMENTO-ROTACION VIGA

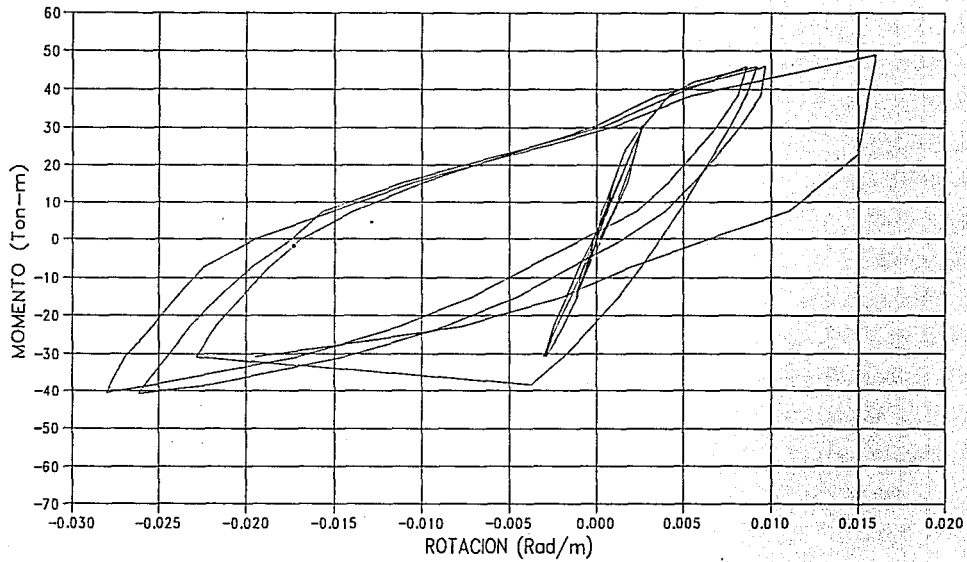


Fig 4.13 Curvas Momento-Rotación, cuarta conexión.

— CONEXION 4

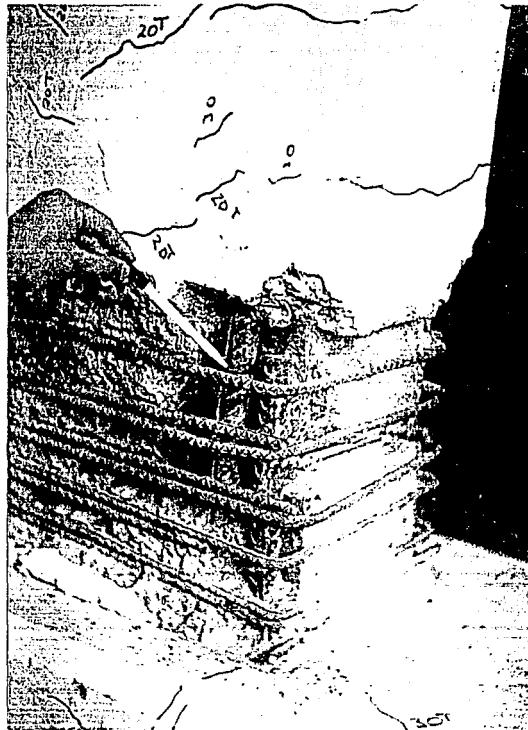


Fig 4.14 Puntos de falla para la cuarta conexión,
en la región de momento positivo.

CAPITULO V
COMPARACIÓN CON EL COMPORTAMIENTO
TEÓRICO

5 COMPARACIÓN CON EL COMPORTAMIENTO TEÓRICO

5.1 DEFINICIÓN DE LA CURVA MOMENTO-ROTACIÓN

Para miembros flexionados de concreto reforzado se puede comparar a la curva **Esfuerzo-Deformación** para un acero con una fluencia definida. Los miembros que se comportan elásticamente por encima del punto de fluencia que para miembros con bajo refuerzo correspondientes a la fluencia calculada en la resistencia a la tensión del acero de refuerzo. Subsecuentemente la deformación de la articulación plástica permite un incremento en la rotación con pequeños incrementos en la aplicación de momentos.

5.2 DEFORMACIÓN ULTIMA Y DUCTILIDAD DE MIEMBROS A FLEXIÓN

5.2.1 Introducción

El comportamiento de los tipos de carga-deflexión sobre miembros de concreto reforzado y más allá de la carga última son ilustrados en la figura 5.1. El comportamiento frágil y dúctil son contrastantes. Considerando la carga-deformación las características de los miembros son necesarias por las siguientes razones:

1. La falla frágil de los miembros no se producirá. En el caso extremo de que una estructura sea cargada a la falla, el comportamiento será capaz de soportar grandes deflexiones llevando su capacidad cerca de la máxima carga. Esto puede salvar vidas teniendo la precaución de la falla y la prevención del colapso total.

2. La posible distribución del momento flexionante, fuerza de tensión, y carga axial, es lo más usado en el diseño de estructuras estáticas indeterminadas dependiendo de la ductilidad de los miembros en la región crítica. Una distribución de momentos flexionantes es diferente de aquella obtenida de un análisis estructural elástico-lineal, que puede ser conseguido si la distribución del momento puede tomar su lugar. Esto es, como la carga última es aproximada, algunas secciones pueden alcanzar sus momentos resistentes últimos después de otras; pero si la rotación plástica puede ocurrir ahí, al tiempo que el momento último es sostenido, una carga adicional puede ser acariada como los momentos en otro sitio incrementándose su valor último. La última carga de la estructura es alcanzada cuando, después de que la formación de suficientes articulaciones plásticas, un mecanismo de colapso es desarrollado. La mayoría de las cifras permiten varias redistribuciones de momentos en el diseño, dependiendo de la ductilidad de la sección. El empleo de la redistribución del momento puede sugerir ventajas porque es posible reducir la congestión del refuerzo en los apoyos de los miembros continuos, y le permite reducir el pico de los momentos flexionantes en las envolventes de los momentos flexionantes.

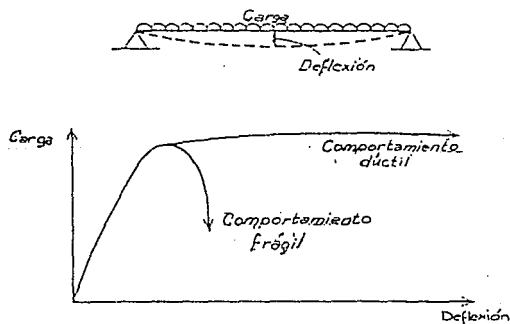


Fig 5.1 Comportamiento carga-deflexión de un miembro flexionado (ref 17).

3. En zonas sujetas a sismos, una muy importante consideración de diseño es la ductilidad de la estructura cuando es sujeta a cargas de sismos tipo. Esto es porque la relativa filosofía presente del diseño sísmico en absorción de energía y disipación por deformación postelástica por la supervivencia en sismos mayores. Por eso las estructuras incapaces de actuar en una manera dúctil deben de ser diseñadas para fuerzas sísmicas mucho más grandes así el colapso puede ser evitado.

5.3 RELACIÓN MOMENTO-ROTACIÓN

5.3.1 Curvatura de un miembro

En la figura 5.2, es presentado el esfuerzo inicial de una sección de un miembro de concreto reforzado con momentos resultantes y fuerzas axiales iguales. El radio de curvatura R es medido apartir del eje neutro. El radio de curvatura R , la profundidad del eje neutro kd , los esfuerzos del concreto en el extremo de la fibra a compresión ϵ_c , y la tensión de los esfuerzos del acero ϵ_s , varían a lo largo del miembro porque entre las grietas del concreto serán alcanzadas más tensiones. considerando sólo un pequeño elemento dx de la longitud del miembro, y usando la notación de la figura 5.2, la rotación entre los extremos del elemento es dado por.

$$\frac{d_x}{R} = \frac{\epsilon_c d_x}{kd} = \frac{\epsilon_s d_x}{d(1-k)}$$

$$\therefore \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)}$$

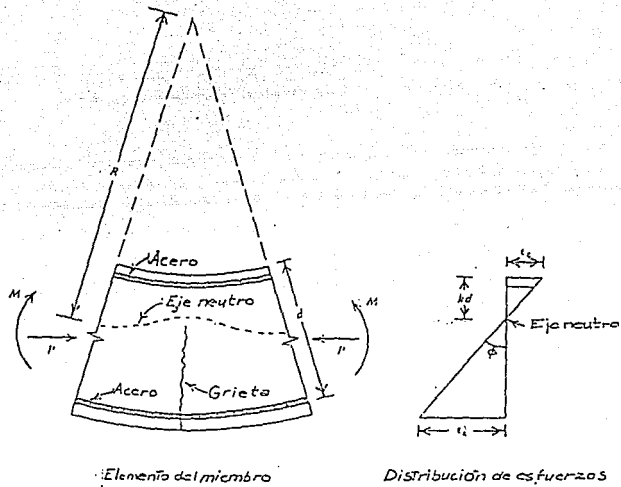


Fig 5.2 Deformación de un miembro flexionado (ref 17).

Ahora $1/R$ es la curvatura del elemento (la rotación por unidad de longitud del miembro) y es dado por símbolo el ϕ . De esta manera se tiene.

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{k d} = \frac{\epsilon_s}{d (1 - k)} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d} \quad (5.1)$$

Es evidente que la curvatura ϕ es el gradiente del corte del esfuerzo del elemento, como en la figura 5.2.

La curvatura realmente varía a lo largo de la longitud del miembro por la fluctuación de la profundidad del eje neutro y los esfuerzos entre las grietas. Si la longitud del elemento es pequeña y sobre una grieta, la curvatura es obtenida por la ecuación 5.1, con ϵ_c y ϵ_s como el esfuerzo en la sección agrietada.

Si los esfuerzos en la sección crítica de una viga de concreto reforzado son medidos sobre la longitud de una corta indicación como el momento flexionante es incrementada la falla; la curvatura puede ser calculada por la ec. 5.1, permitiendo ser obtenida la relación del **Momento-Rotación** de la sección. Dos curvas semejantes obtenidas de la medición en la falta de refuerzo de las vigas en tensión y compresión aparecen en la figura 5.3. Ambas curvas son lineales en la etapa inicial, y la relación entre el momento M y la curvatura ϕ es obtenida por la ecuación clásica de la elasticidad.

$$EI = MR = \frac{M}{\phi} \quad (5.2)$$

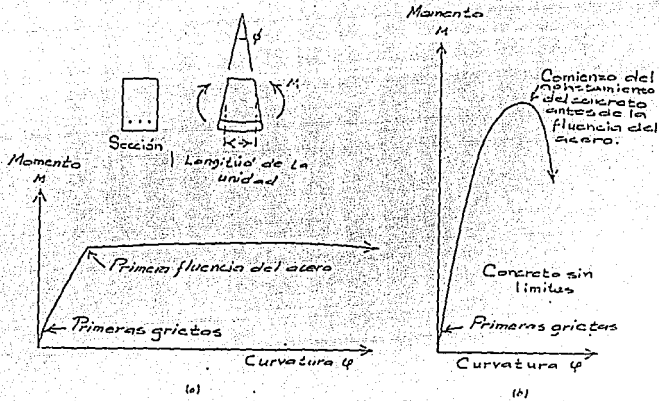


Fig 5.3 Relación Momento-Rotación para secciones de viga simplemente armadas.

(a) sección de falla en tensión, $\rho < \rho_b$. (b) sección de falla en compresión, $\rho > \rho_b$ (ref 17).

Donde EI es la rigidez de la sección. Con el incremento en el momento, el agrietamiento del concreto reduce la rigidez de las secciones, la reducción en la rigidez parece ser más por el ligero refuerzo de la sección que por mucho refuerzo en la sección. El comportamiento de la sección antes del agrietamiento depende principalmente en el contenido del acero. Secciones ligeramente reforzadas (fig 5.3 a) dan un resultado particularmente lineal $M-\phi$ la curva arriba del punto de fluencia del acero. Cuando el acero fluye, ocurre un gran incremento en la curvatura casi constante del momento flexionante, el momento crece lentamente a un máximo, debido a un incremento en brazo de palanca interno, luego decrece. En secciones sobre

reforzadas (fig 5.3 b) en la otra mano, la curva $M-\phi$ se vuelve no lineal cuando el concreto entra en la parte inelástica de la relación esfuerzo-deformación y la falla puede ser silenciosamente frágil amenos que el concreto sea confinado por el cerramiento de los estribos cerca de los centros. Si el concreto es no confinado, el aplastamiento del concreto produce una pequeña curvatura relativa después de la fluencia del acero, causando inmediatamente un decremento en la capacidad momento-deformación.

La relación **Momento-Rotación** para una viga práctica, en donde el acero de tensión fluye, puede ser idealizada por la relación presentada en la figura 5.4 a. La primera etapa es también agrietada, la segunda el acero de tensión fluye también, y la tercera hasta el límite de utilidad del esfuerzo en el concreto. En muchos casos esto es bastante preciso para idealizar la curva uniforme favorecida para ambas relaciones bilineales presentadas en la figura 5.4 b y 5.4 c, que tienen grados sucesivos de aproximación. La figura 5.4 es una idealización de una curva virgen presentando su comportamiento ante la primera carga. Una vez teniendo el desarrollo de las grietas, como sería el caso de las vigas bajo cargas de servicio, la relación $M-\phi$ es casi lineal desde la carga cero hasta el comienzo de la fluencia. Por lo tanto las curvas bilineales de las figuras 5.4 b y 5.4 c son aproximadamente precisas para inicializar el agrietamiento de las vigas.

5.3.2 Determinación teórica del Momento-Rotación

Las curvas teóricas **Momento-Rotación** para secciones de concreto reforzado con flexión y carga axial, pueden ser derivadas en las bases en una suposición similar a las usadas para la determinación de la fuerza de flexión. Esto es de aquellas secciones planas en la flexión permanecen planas después de la flexión y las curvas esfuerzo-deformación para concreto y

acero son conocidas. La asociación de las curvas con un rango de momentos flexionantes y cargas axiales pueden ser determinadas estas suposiciones y los requerimientos de la compatibilidad de la deformación y el equilibrio de las fuerzas.

Las figuras 5.5 a y 5.5 b, presentan curvas típicas de esfuerzo-deformación para acero y concreto, donde f_y = fuerza de fluencia del acero y f'_c = fuerza del concreto en un miembro. Este esfuerzo f'_c puede ser menor que la fuerza del cilindro de prueba. En la figura 5.5 c se exhibe una sección de concreto reforzado con carga axial y flexión. Para un esfuerzo del concreto dado en el extremo de la fibra a compresión ϵ_{cm} y la profundidad del eje neutro kd, las deformaciones del acero ϵ_{s1} , ϵ_{s2} , ϵ_{s3} , ... ,

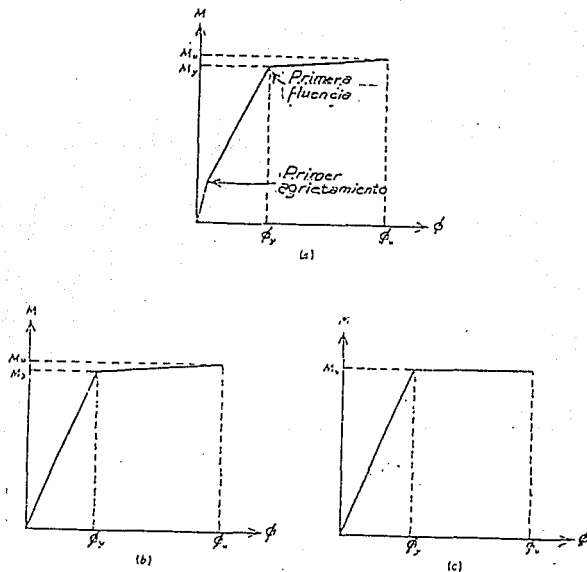


Fig 5.4 Idealización de las curvas Momento-Rotación para una sección simplemente reforzada quebradiza en tensión (ref 17).

Puede ser determinada por triángulos semejantes del diagrama de esfuerzos. por ejemplo, para la barra i a la profundidad d_i .

$$\epsilon_{s_i} = \epsilon_{cm} \frac{kd - d_i}{kd} \quad (5.3)$$

Los esfuerzos $f_{s1}, f_{s2}, f_{s3}, \dots$, correspondientes a las deformaciones $\epsilon_{s1}, \epsilon_{s2}, \epsilon_{s3}, \dots$, pueden entonces ser establecidas por los esfuerzos del acero y las áreas el acero. Por ejemplo, para la barra i , la ecuación forzosa es

$$S_i = f_{s_i} A_{s_i} \quad (5.4)$$

La distribución de los esfuerzos en el concreto sobre la parte en compresión de la sección de la figura 5.5 c puede ser establecida en el diagrama de deformaciones y la curva de esfuerzo-deformación,

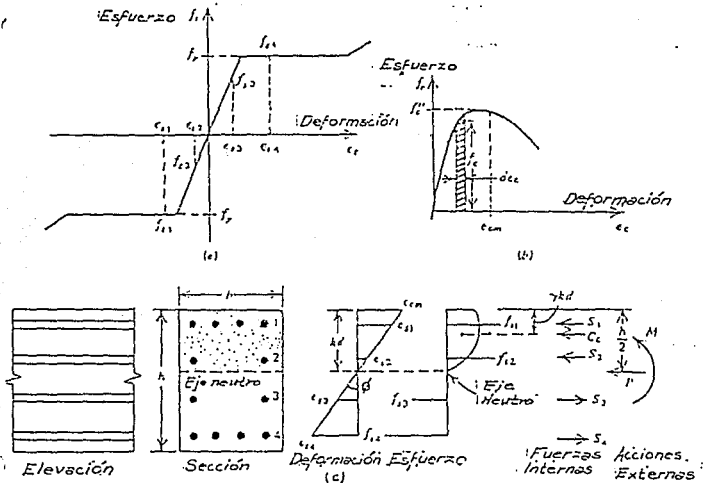


Fig 5.5 Determinación teórica del Momento-Rotación. (a) Acero en tensión y compresión. (b) concreto en compresión. (c) sección con deformación, esfuerzos, y distribución de fuerzas (ref 17).

para el concreto. Para determinar cualquier deformación en el concreto ϵ_{cm} en el extremo de la fibra a compresión, la fuerza de compresión del concreto C_c y su posición puede ser definida en términos de los parámetros α y γ , donde

$$C_c = \alpha f_c'' b k d \quad (5.5)$$

actuando a una distancia $\gamma k d$ del extremo de la fibra a compresión. El factor de esfuerzos medio α y el factor del centróide γ para alguna deformación ϵ_{cm} del extremo de la fibra a compresión puede ser determinada por secciones rectangulares de donde la relación de esfuerzo-deformación es como sigue:

área bajo la curva esfuerzo- deformación (ver fig 5.5 b)

$$= \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d \epsilon_c = \alpha f_c'' \epsilon_{cm}$$

$$\therefore \alpha = \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d \epsilon_c}{f_c'' \epsilon_{cm}} \quad (5.6)$$

el primer momento del área casi en el origen del área bajo la curva esfuerzo-deformación

$$= \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c \epsilon_c d \epsilon_c = (1-\gamma) \epsilon_{cm} \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d \epsilon_c$$

$$\therefore \gamma = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c f_c d \epsilon_c}{\epsilon_{cm} \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d \epsilon_c} \quad (5.7)$$

De aquí que el esfuerzo del concreto f_c puede ser escrito en términos de la deformación ϵ_c la fuerza del concreto es de acción lineal y puede ser determinada por las ecuaciones de la 5.5 a la 5.7.

La ecuación de equilibrio de fuerzas puede ser escrita como

$$P = \alpha f_c'' k d + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \quad (5.8)$$

$$M = \alpha f_c'' b k d \left(\frac{h}{2} - \gamma k d \right) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (5.9)$$

La curvatura es obtenida similarmente por la ecuación 5.1 como

$$\phi = \frac{\epsilon_{cm}}{k d} \quad (5.10)$$

La relación teórica del **Momento-Rotación** para tener una carga axial nivelada puede ser determinada por incrementos de la deformación del concreto en el extremo de la fibra a compresión, ϵ_{cm} . Para cada uno de los valores de ϵ_{cm} y de la profundidad del eje neutro kd satisfacen las fuerzas de equilibrio establecido por el ajuste de kd hasta que las fuerzas internas calculadas y usadas de la ec.5.3 a la 5.6 satisfagan la ecuación 5.8. Importante sólo en el caso de flexión, $P=0$. Las fuerzas internas y la profundidad del eje neutro de este modo son establecidas y entonces usando un momento determinado M y la curvatura ϕ de las ecuaciones 5.7, 5.9 y 5.10 correspondientemente a aquel valor de ϵ_{cm} . Para alcanzarlo fuera de lo calculado por un rango de los valores ϵ_{cm} , la curva **Momento-Rotación** puede ser graficada. El calculo es largo y si se requiere es mejor calcularse en una computadora.

La figura 5.6 toma algunas relaciones **Momento-Rotación** teóricas siendo obtenidas por secciones rectangulares de la viga de concreto usando el método justamente descrito. Las supuestas curvas para el acero y el concreto y las propiedades de la sección aparecen en la figura. la mayoría de las curvas **Momento-Rotación** tienen que ser calculadas sólo para el

principio de la región justamente anterior a la fluencia del acero a tensión. Las curvas Momento-Rotación exhiben una discontinuidad en la primera fluencia del acero de tensión y tiene que ser concluida cuando las deformaciones ϵ_{cm} de la fibra extrema del concreto a compresión aumenta a 0.003. Estas curvas presentadas para tener máximas deformaciones de concreto, la ductilidad de las secciones reforzadas individuales decrece como el acero de la prueba es incrementado, y la presencia del acero a compresión incrementa la ductilidad significativamente.

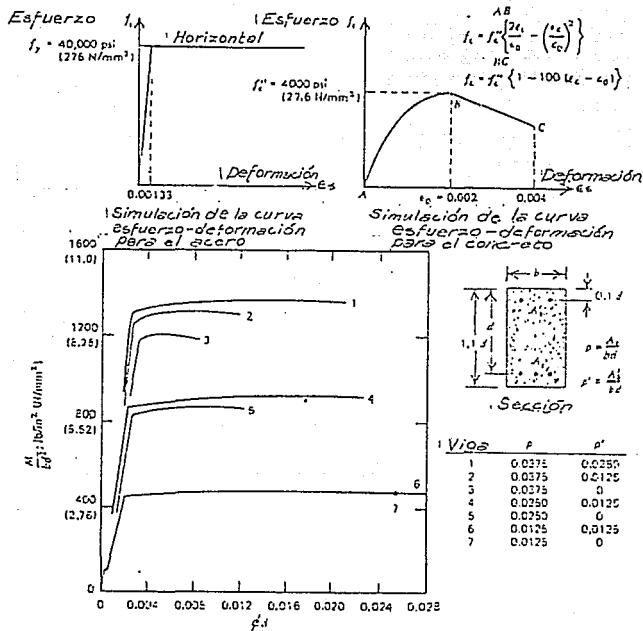
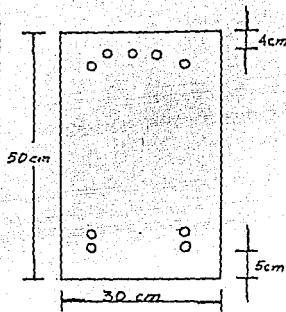


Fig 5.6 Relación teórica Momento-Rotación (ref 17).

5.4 CALCULO DE LAS CURVAS TEÓRICAS DE LAS CONEXIONES EN ESTUDIO

5.4.1 Conexiones 1, 2 y 3

De la sección A de la figura 3.9, se tiene que:



o Barras No.8

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

CONCRETO

$$f'c = 380 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fr = 28.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Ec = 10000 \sqrt{f'c}$$

$$Ec = 194,936 \text{ Kg/cm}^2$$

ACERO

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

$$Es = 2E6 \text{ Kg/cm}^2$$

Proporciones de acero:

$$As = 4 \text{ No. 8} = 20.28 \text{ cm}^2$$

$$p = 20.28 / (30 \times 45) = 0.015$$

$$A's = 5 \text{ No. 8} = 25.35 \text{ cm}^2$$

$$p' = 25.35 / (30 \times 45) = 0.019$$

1. Antes del agrietamiento.

La sección puede ser analizada utilizando la teoría elástica y la sección transformada.

La razón modular:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{194936} = 10.26$$

$$\begin{aligned}
 A &= b h + (n-1) (A_1 + A_1') \\
 &= 30 \times 50 + 9.26 (20.28 + 25.35) \\
 &= 1500 + 187.8 + 234.7 \\
 &= 1922.5 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

El centróide de la sección transformada está dado tomando momentos de las áreas con respecto a la fibra más baja de la sección.

$$\bar{y} = \frac{(1500 \times 25) + (187.26 \times 45) + (234.7 \times 4)}{1922.5} = 24.38 \text{ cm}$$

Por lo tanto el momento de inercia está dado por

$$I = \left(\frac{1}{2} \times 30 \times 50^3 \right) + (1500 \times 0.62^2) + (187.26 \times 20.62^2) + (234.7 \times 20.38^2)$$

$$I = 490.2 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

El agrietamiento ocurrirá cuando el módulo de ruptura $f_r = 28.3 \text{ Kg/cm}^2$ alcance la fibra más alta.

$$\therefore M_{\text{agrieto}} = f_r \frac{I}{y_{\text{alta}}} = \frac{28.3 (490.2 \times 10^3)}{25.62} = 541477.8 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{\text{agrieto}} = 5.41 \text{ Ton-m}$$

y

$$\phi_{\text{agrietado}} = \frac{fr}{E_c} = \frac{28.3}{\frac{194936}{25.62}} = 5.7 \times 10^{-6} \frac{\text{rad}}{\text{cm}}$$

2. Después del agrietamiento cuando cede por primera vez.

Suponiendo que el concreto se comporta elásticamente, de la ec.:

$$K = [(p + p')^2 n^2 + 2 (p + p' \frac{d'}{d}) n]^{\frac{1}{2}} - (p + p') n$$

escribimos:

$$k = 0.33 \quad \text{y} \quad kd = 0.33 \times 45 = 14.9 \text{ cm}$$

Ahora

$$\epsilon_s = \frac{fy}{Es} = \frac{4200}{2 \times 10^6} = 0.0021$$

Del diagrama de deformaciones encontramos:

*por triángulos semejantes.

$$\epsilon_c = \frac{0.0021 \times 14.9}{45 - 14.9} = 0.001$$

$$\therefore f_c = 0.001 \times 194936 = 195 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Por tanto, el bloque triangular de esfuerzos es una aproximación. Del diagrama de deformaciones encontramos:

$$\epsilon'_s = \frac{0.001 \times (14.9 - 4)}{14.9} = 0.00073$$

$$\therefore f'_s = 0.00073 \times 2 \times 10^6 = 1460 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Cc = \frac{1}{2} f'_c b kd = 43582.5 \text{ Kg} = 43.6 \text{ Ton}$$

$$Cs = A's f'_s = 37011 \text{ Kg} = 37 \text{ Ton}$$

Por tanto la fuerza de compresión total es $80593.5 \text{ Kg} = 80.6 \text{ Ton}$ actuando a y desde la fibra más baja, donde:

$$\bar{y} = \frac{4 (37011) + (43582.5 \times \frac{14.9}{3})}{80593.5} = 4.43 \text{ cm}$$

$$\therefore jd = d - \bar{y} = 45 - 4.43 = 40.57 \text{ cm}$$

de la ecuación

$$M_y = A_s F_y jd$$

$$M_y = 3455590.3 \text{ Kg-cm} = 34.6 \text{ T-m}$$

y de la ecuación:

$$\phi_y = \frac{\frac{f_y}{E_s}}{d (1 - k)}$$

$$\phi_y = 6.98 \times 10^{-5} \text{ rad/cm} = 7.0 \times 10^{-3} \text{ rad/m}$$

3. Después del agrietamiento, con la carga última.

Suponiendo que el acero en compresión también fluye; de la ec.

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_y}{0.8 f'_c b}$$

$$a = 2.36 \text{ entonces } C = 2.36 / 0.8 = 2.95 \text{ cm}$$

Del diagrama de deformación, encontramos:

$$\epsilon'_s = 0.003 \frac{(2.95 - 4)}{2.95} = 0.001 \quad \left\langle \frac{f_y}{E_s} = 0.0021 \right.$$

por tanto, el acero a compresión no fluye.

El actual esfuerzo del acero en compresión se puede encontrar de la ec.

$$f'_s = \epsilon'_s E_s = 0.003 \frac{a - \beta_1 d'}{a} E_s \quad \text{o}' \quad f_y$$

$$\beta_1 = \frac{a}{C}$$

Alternativamente, usando una prueba de error aproximada. Tomando con $f'_s = 2330 \text{ Kg/cm}^2$, entonces:

$a = 4.2$, $C = 5.2$, $\epsilon'_s = 6.9 \times 10^{-4}$, $f'_s = 1382 \text{ Kg/cm}^2$ que es menor a 2330 Kg/cm^2

por lo que se propone otro valor de f'_s .

si $f'_s = 2026.8 \text{ Kg/cm}^2$, $a = 4.8 \text{ cm}$, $C = 6 \text{ cm}$, $\epsilon'_s = 1.01 \times 10^{-3}$, $f'_s = 2026.9 \text{ Kg/cm}^2$

el cual checa satisfactoriamente con el valor probado.

por tanto:

$$M_u = 0.8 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d')$$

$$M_u = 3971412.2 \text{ Kg-cm} = 39.7 \text{ T-m}$$

y de la ecuación

$$\phi_u = \frac{\epsilon_c}{C} = \frac{\epsilon_c \beta_1}{a}$$

$$\phi_u = .5 \times 10^{-3} \text{ rad/cm} = 0.0005 \text{ rad/cm}$$

Para la misma sección pero ahora tomando el acero del lecho superior como el lecho inferior y el del lecho inferior como superior; para conocer el comportamiento en el otro sentido.

$$M_a = 5.7 \text{ T-m}$$

$$M_y = 43. \text{ T-m}$$

$$M_u = 44.5 \text{ T-m}$$

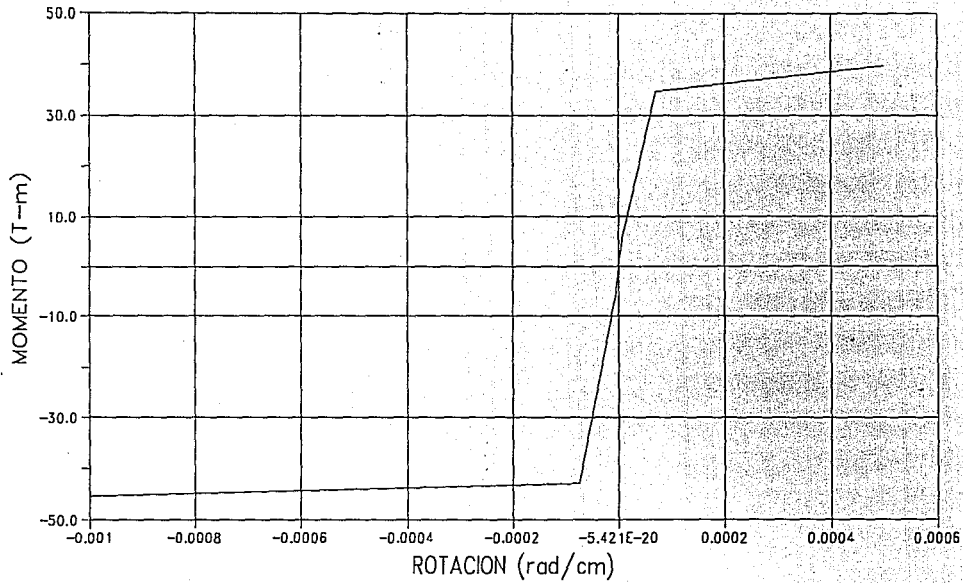
$$\phi_a = 5.95 \times 10^{-6} \text{ rad/cm}$$

$$\phi_y = 7.48 \times 10^{-5} \text{ rad/cm}$$

$$\phi_u = 1.02 \times 10^{-3}$$

A continuación se presenta la gráfica de las curvas teóricas en los dos sentidos en que se analizó la sección de la viga.

CURVAS TEORICAS
MOMENTO-ROTACION

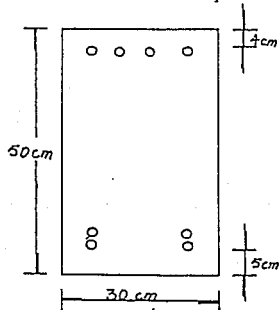


— CONEXION 1, 2 y 3

Fig 5.7 Curvas teóricas Momento-Rotación para las conexiones 1, 2 y 3.

5.4.2 Conexión 4

Como ya se comentó previamente, el armado de la conexión cuatro fue diferente al armado de las otras conexiones, por lo que enseguida se presentan los resultados y gráficas de las curvas teóricas de la viga pero con el armado correspondiente a la conexión cuatro.



Teniendo las mismas características para el concreto y el acero y con las mismas dimensiones, pero como se ve en la figura, la cantidad de acero para el lecho superior diferente a las demás conexiones, se obtuvieron los siguientes resultados:

Analizando la sección y tomando el sentido de la carga en la posición en que se encuentra

l a f i g u r a .

$$M_a = 5.3 \text{ T-m} \quad M_y = 31.5 \text{ T-m} \quad M_u = 35.61 \text{ T-m}$$

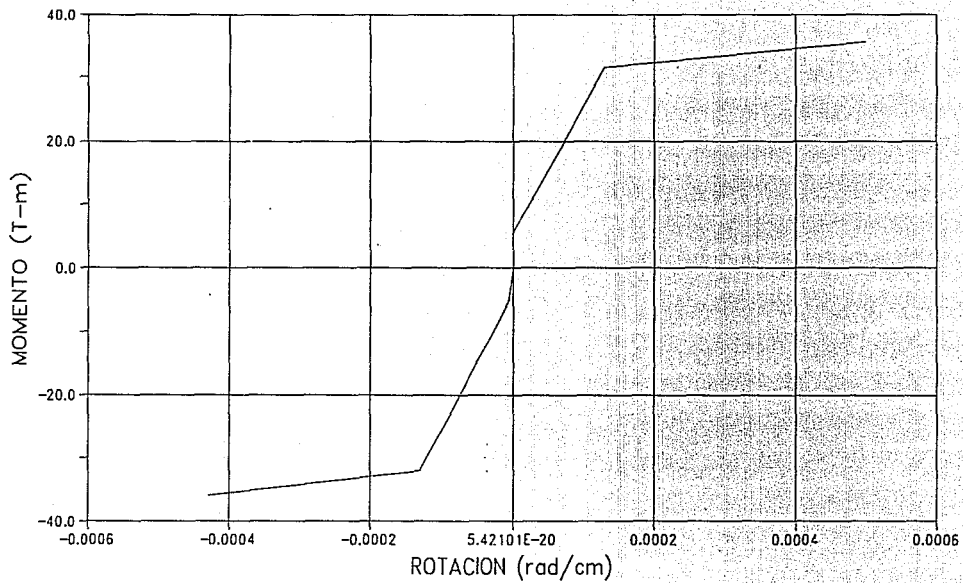
$$\phi_a = 1.1 \times 10^{-6} \text{ rad/cm} \quad \phi_y = 1.3 \times 10^{-4} \text{ rad/cm} \quad \phi_u = 4.97 \times 10^{-4} \text{ rad/cm}$$

Para el análisis en el otro sentido se tiene que:

$$M_a = 5.3 \text{ T-m} \quad M_y = 32.0 \text{ T-m} \quad M_u = 36 \text{ T-m}$$

$$\phi_a = 5.8 \times 10^{-6} \text{ rad/cm} \quad \phi_y = 1.3 \times 10^{-4} \text{ rad/cm} \quad \phi_u = 4.3 \times 10^{-4} \text{ rad/cm}$$

CURVAS TEORICAS MOMENTO-ROTACION



— CONEXION 4

Fig 5.8 Curvas teóricas Momento-Rotación para la conexión 4.

5.5 COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO TEÓRICO CON LAS CURVAS REALES DE LAS CONEXIONES ENSAYADAS

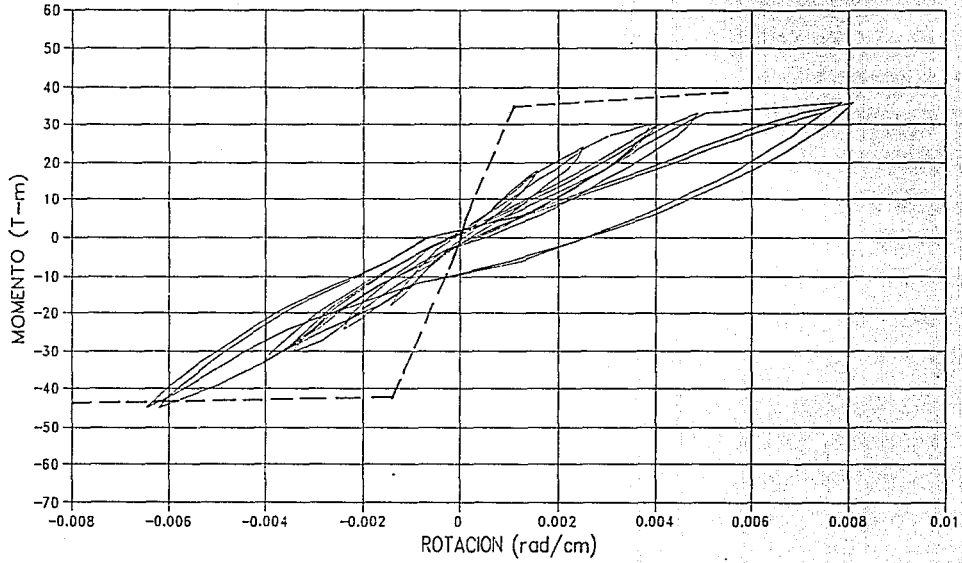
5.5.1 Primera conexión

De la figura 5.9, que muestra las curvas teóricas Momento-Rotación para las conexiones 1, 2 y 3 y las curvas experimentales de la primera conexión en estudio, se pueden hacer comparaciones entre el comportamiento teórico y el experimental haciendo notar la rigidez que presentó la conexión, el momento último alcanzado y la forma característica de las curvas formadas por los ciclos de cargas alternadas.

Para la comparación de rigideces de los dos resultados obtenidos es necesario hacer notar las diferentes pendientes entre ambos; como se aprecia, la pendiente de las curvas teóricas indican que la conexión debió de alcanzar mayor rigidez en contraste con las desarrolladas en el espécimen durante la prueba, y el área encerrada en los ciclos, muestra que tuvo poca disipación de energía debido a la soldadura en las barras que dieron continuidad al acero de refuerzo del lecho inferior de la viga; a pesar que en el sentido del momento positivo la conexión tuvo rotaciones mayores a las teóricas, no se presentó la fluencia del acero que resistía estos efectos, mientras que en lado fuerte de la conexión no se alcanzaron las rotaciones esperadas por el cálculo teórico.

En la figura se ve que el momento teórico fue de 39.7 T-m. para el lado débil de la conexión, y para el lado con mayor resistencia (lado fuerte), se obtuvo un momento de 44.5 T-m. en contraste con la respuesta para la conexión uno, la última lectura del momento que se

CURVAS MOMENTO-ROTACION VIGA



— CONEXION 1

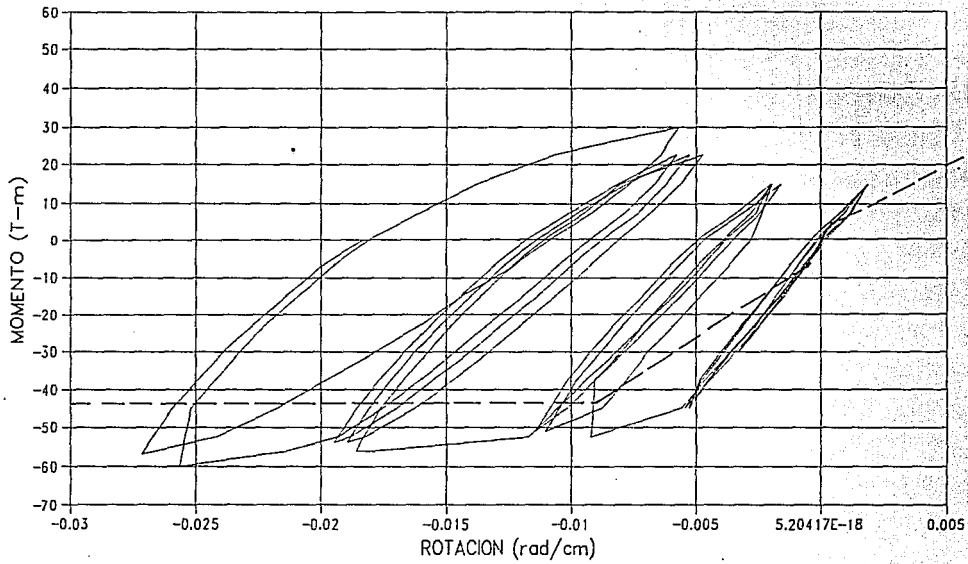
Fig 5.9 Curvas teóricas y experimentales Momento-Rotación de la conexión uno.

tomó de la conexión antes de colapsarse fue de 36 T-m. y 45 T-m., para el lado débil y fuerte respectivamente; mostrando que en su comportamiento en uno de los sentidos se acercó no muy satisfactoriamente en tanto que en el otro sentido se comportó satisfactoriamente sobrepasando ligeramente lo esperado por el comportamiento teórico, cabe notar que la falla se presentó cuando al espécimen se le aplicaban cargas que hacían trabajar el acero de refuerzo que resistía momentos positivos, por lo que el resultado de la capacidad de soportar momentos negativos de la conexión no dice claramente qué capacidad última real tenía la conexión. En la figura se ve que a medida que las curvas se van inclinando se tiene un decremento de la resistencia a soportar los efectos producidos por las cargas en ambos lados de la conexión, aunque se puede ver que para el lado débil en los últimos ciclos se desarrolló una mayor rotación que en los ciclos anteriores.

5.5.2 Segunda conexión

Para la conexión dos la pendiente de la curva teórica que representa la rigidez de la conexión en comparación con la desarrollada por la misma de manera experimental, deja ver que la rigidez teórica fue menor a la real significativamente. En la conexión los momentos soportados fueron de 30 T-m. para el lado débil y 60 T-m. para el lado fuerte, ya que como se comentó en el capítulo anterior, se buscó conocer el comportamiento del lado fuerte de la conexión, por lo que se tuvieron ciclos donde la mayor carga se aplicara en el sentido del lado más resistente de la conexión, desarrollándose una resistencia a momento positivo que pasaba lo esperado siendo el comportamiento muy aceptable. En la figura 5.10 se muestra el comportamiento teórico y experimental de la conexión dos; pudiéndose observar que los ciclos son prácticamente paralelos entre sí, significando que la conexión perdió poca resistencia durante el ensaye. Las rotaciones

CURVAS MOMENTO-ROTACION VIGA.



— CONEXION 2

Fig. 5.10 Curvas teóricas y experimentales Momento-Rotación de la conexión dos.

del comportamiento experimental fueron menores que las teóricas.

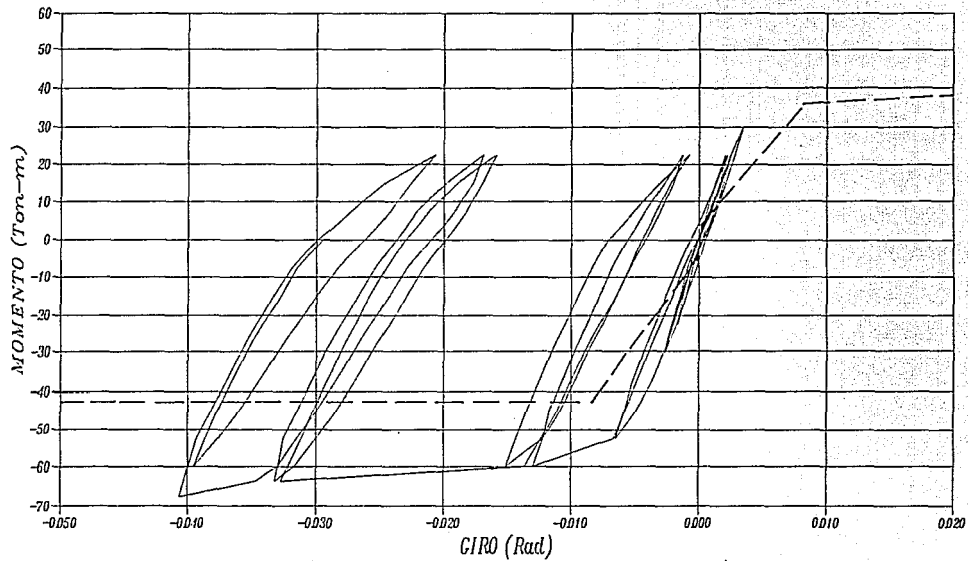
5.5.3 Tercera conexión

En el principio de las curvas teóricas en ambos lados del ensaye y hasta antes de que se presentara el agrietamiento en la conexión según lo calculado, las curvas experimentales en los dos lados, tienen un comportamiento muy similar, significando que el resultado experimental cumplió con las consideraciones para el calculo de este punto en especial; posteriormente, las curvas teóricas tomaron una pendiente que es menor a la desarrollada por las curvas experimentales, señalando que la conexión ensayada tuvo mayor rigidez que lo que las curvas teóricas pronosticaban por resultado.

La resistencia al momento actuante en la conexión comparada con la teórica señala que para el lado que resistía momentos negativos, el comportamiento de la conexión le sobrepasó por casi más de 20 T-m.; demostrando ser muy bueno su resultado experimental para resistir tales solicitaciones mecánicas en ese sentido; para el lado de la conexión que resistía momentos positivos, los resultados teóricos estuvieron por encima de los experimentales.

En los primeros y últimos ciclos de la conexión, no muestra una disminución brusca de la resistencia, esto se puede observar ya que los primeros ciclos se desarrollaron casi paralelamente, y en los últimos ciclos aun que cambia su inclinación mostrando una baja de resistencia, siguen hasta el final del ensaye formándose paralelamente, marcando que la conexión no tuvo una pérdida de resistencia considerable antes de la falla, probablemente por esta razón la conexión no permitió que se llegaran a presentar las rotaciones teóricas. figura 5.11.

CURVAS MOMENTO-GIRO
VIGA.



— ENSAYE 3

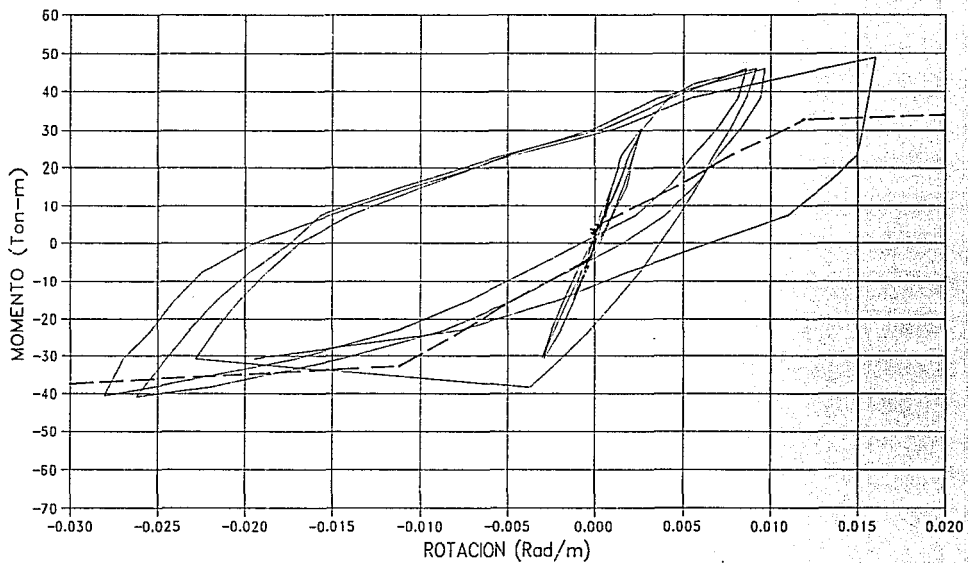
Fig. 5.11 Curvas teóricas y experimentales Momento-Rotación de la conexión tres.

5.5.4 Cuarta conexión

En la figura 5.12, se presentan las curvas teóricas y experimentales de la conexión cuatro; en ella se puede notar que en su principio y hasta poco más de la mitad del ensaye, la rigidez de la conexión en su comportamiento experimental fue más allá de la misma, pero en el comportamiento teórico, poco después de la mitad del ensaye las curvas obtenidas experimentalmente y teóricamente se comportan muy similares, significando que el comportamiento esperado y el experimental ensayado, fueron relacionados aceptablemente. En lo referente a la capacidad de resistir momentos de la conexión; muestra que los momentos últimos para el lado débil y fuerte, fueron de 35.6 T-m. y 36 T-m., respectivamente de lo calculado de manera teórica en contraste con los momentos soportados por la conexión antes de presentarse la falla, que fueron de 45.9 T-m. y 40.9 T-m, para el lado débil y el lado fuerte respectivamente; los resultados teóricos quedaron por debajo de los experimentales, demostrando que la conexión soportó más de lo que las consideraciones tomadas llevaron al cálculo experimental.

Los primeros ciclos marcan que la conexión mantuvo una buena resistencia hasta más allá de la mitad del ensaye, pero después de esto, perdió considerable resistencia de manera un tanto abrupta; no obstante y después de ocurrido esto, la conexión tuvo una buena disipación de energía y las rotaciones teóricas y experimentales se acercaron entre sí.

CURVAS MOMENTO-ROTACION VIGA



— CONEXION 4

Fig 5.12 Curvas teóricas y experimentales Momento-Rotación de la conexión cuatro.

CAPITULO VI CONCLUSIONES

6. CONCLUSIONES

De lo que se ha presentado en este estudio se puede concluir lo siguiente:

1. Las conexiones entre elementos prefabricados viga-columna, necesitan todavía mas datos experimentales para definir criterios de diseño más generales y modelos para estandarizar la fabricación de elementos prefabricados que permitan un buen control de calidad; en cuanto que se pudo apreciar que de la recopilación bibliográfica efectuada existe una gran variedad en la concepción y definición de conexiones, pero sólo algunas cuentan con el respaldo de estudios de laboratorio para ser empleadas con seguridad en zonas sísmicas.
2. La definición de factores de ductilidad a partir del estudio de especímenes viga-columna se establece en función de la experiencia de cada estudio; por lo que sería ideal contar con un criterio único para la aplicación de la historia de cargas en el laboratorio, de esta manera utilizar el factor de ductilidad que puede ser empleado en el diseño de edificios prefabricados.
3. Los resultados de las conexiones postensadas demuestran un buen comportamiento ante cargas cíclicas, pero en México las conexiones postensadas no son frecuentes, la razón principal es el alto costo para su realización, mientras que en otros países como E.U.A., Japón y Nueva Zelanda es muy usual su construcción en zonas sísmicas.
4. El comportamiento ante cargas cíclicas de las conexiones soldadas, muestran ser

aceptables ya que el número de ciclos que pueden resistir puede ser igual o mayor que los resistidos por las conexiones monolíticas (coladas en sitio); como se menciona en los resultados experimentales, la mano de obra debe ser de alta calidad para asegurar el buen comportamiento de la misma. Ya que en México no existe un reglamento que normalice la inspección y evaluación de la soldadura que se aplica en la obra, se concluye que debe procederse con precaución en lo recomendado sobre los factores de ductilidad que empleará en el diseño.

5. Las tres primeras conexiones presentadas en este estudio experimental, representan las más empleadas en nuestro medio en México, pero cuando se considera la inclusión de soldadura en su diseño se producen resultados poco favorables; ya que en los tres ensayos se esperaba que fluyera satisfactoriamente el acero de refuerzo, pero el refuerzo soldado que daba continuidad al acero del lecho inferior y que resistía el momento positivo, tuvo una respuesta frágil en su rango elástico ante las cargas alternadas.
6. La propuesta del diseño en la conexión cuatro redujo la soldadura en un 50% en comparación con las conexiones anteriores, permitiendo con esto una respuesta más dúctil comprobada en los ciclos obtenidos, ya que muestran mayores características de disipación de energía; a pesar de esto se necesita de más estudios adicionales de laboratorio que confirmen exhaustivamente la eficiencia de su respuesta estructural.
7. Dado la diversidad de las empresas prefabricadoras, cada una de ellas puede contar con su diseño muy particular de conexión entre viga-columna, por lo que

sólo estudiando 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 se cree conveniente el seguir diseñando con el menor valor del factor de ductilidad especificado en las NTCDF-87.

8. Dada la respuesta estructural de las conexiones estudiadas y siendo la soldadura del acero de la conexión una de las causas de este comportamiento, se pudo observar en las gráficas que comparan el comportamiento teórico y el experimental, en el capítulo V, que en algunos casos las rigideces teóricas eran mayores que las experimentales, al igual que en las rotaciones y los momentos últimos alcanzados por los especímenes, y en algunos otros casos se comportaron de manera contraria siendo la rigidez, los giros, o el momento último de lo experimental mayor que lo teórico. Este comportamiento se debió a las características de los materiales utilizados en cada conexión y los cambios del diseño y el armado del acero en la conexión; por lo que se comentó ya en este capítulo, es necesario el hacer más estudios adicionales de laboratorio.

REFERENCIAS

1. "Conexiones Entre Elementos Horizontales y Verticales En estructuras Prefabricadas de Concreto." Moreno Derbez Fco. IMCYC, Vol. 8, No. 48 Enero-Febrero, 1971.
2. "Diseño de Conexiones de Elementos Prefabricados de Concreto, IMCYC, Edit. LIMUSA, Méx. Pp. 29, 30, 31, 34, 35, 37 y 47.
3. "Connections Between Precast Elements-Failure Outside Connection Region". Wolfram French C. Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 2, Febrary, 1989, Pp. 316-340.
4. "Connections Between Precast Elements-Failure Within Connection Region". Wolfram F. C. Journal of Estructural Engineering, Vol. 115, No. 12, December, 1989, Pp.371-393
5. "Seismic Resistance of Prestressed Concrete Beam-Column Assemblies". ACI Journal, September 1971, Pp. 677-692, Blakely W. G. Roger.
6. "Seismic Design Considerations for Precast Concrete Multistory Buildigns". Englekirk E. R. PCI Journal, May-June 1990, Pp. 40-51.
7. "Reglamento de Contrucción Para el Distrito Federal", Méx. D.F. 1987.
8. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras". Méx. D.F. 1990.
9. "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado ACI- 3/3 y comentarios", Edit. LIMUSA, México, 1988.
10. "Building Code Requeriments for Reinforced Concrete ACI-318/89 and Comentary ACI 318R-89", American Concrete Institute, Michigan, 1989.
11. "Seismic Resistance of Prestressed Precast Concrete Structures", Neil M. Hawkins, PCI Journal, November-December 1977.
12. "Concreto Reforzado", Oscar M. Cuevas, Fco. Robles, Edit. LIMUSA, 1989.
13. "Resistencia Sismica de Articulaciones Entre Viga-Columna de Concreto Reforzado", Norman W. Hanson and Harold W. C., ACP, Boletin D121.
14. "Building Code Requeriments for Reinforced Concrete ACI-318/89 and Comentary

ACI 318R-89", American Concrete Institute. Michigan, 1989.

15. "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado ACI-3/3 y Comentarios", Edit. LIMUSA, México, 1988 Pp.429.
16. "Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete", (2^a edic), PCI, USA-1988.
17. "Reinforced Concrete Structures", R. Park and T. Paulay.