



Universidad de Chile
Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas
Departamento de Ingeniería Civil

**CONEXIONES SISMORESISTENTES VIGA-COLUMNA EN
ELEMENTOS PREFABRICADOS DE HORMIGÓN**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Daniel Alejandro Plubins Canessa

Profesor guía:
Augusto Holmberg Fuenzalida

Miembros de la comisión:
David Campusano Brown
Fernando Yáñez Uribe

Santiago, Chile
Octubre 2008

RESUMEN

El presente trabajo muestra una serie de conexiones sismorresistentes del tipo viga-columna de estructuras prefabricadas de hormigón armado.

Para lograr esto, primero y a modo de introducción se muestran las principales ventajas de los prefabricados y algunas experiencias en otros países sísmicos.

A continuación, cada una de estas conexiones es clasificada según la norma ACI 318-05, para luego detallar las dimensiones, refuerzos y forma de construcción de cada una de estas.

Luego, se muestran los resultados de los ensayos a los cuales estas conexiones fueron sometidas. Los procedimientos de los experimentos, en su mayoría, siguen lo indicado en la norma ACI T1.1. Finalmente se sintetiza un método de cálculo de dichas conexiones, se muestran los valores teóricos obtenidos de esta forma y se les compara con los resultados experimentales.

De todo este trabajo se concluye, que en su mayoría las conexiones mostradas poseen niveles de resistencia aceptables para zonas sísmicas y que el método de cálculo teórico utilizado entrega valores confiables

Toda la información aquí expuesta, se extrajo de documentos elaborados en Estados Unidos, Nueva Zelanda, Turquía y Japón, donde se han realizado estudios y ensayos de laboratorio referentes a conexiones de elementos prefabricados de hormigón, y por lo cual poseen un nivel de desarrollo mayor al existente en nuestro país en este tipo de estructuras.

Dedicatoria

A mis padres, que siempre me han apoyado en todas mis decisiones e hicieron posibles mis estudios.

TABLA DE CONTENIDO

	Página
CAPITULO I	
INTRODUCCION	7
1.1 Objetivos	7
1.2 Por que utilizar prefabricados	8
1.3 Reseña histórica de los prefabricados en nuestro país	8
1.4 Experiencias en otros países sísmicos	9
CAPITULO II	
CLASIFICACIÓN DE CONEXIONES	12
2.1 Definiciones	13
CAPITULO III	
DETALLE DE CONEXIONES	14
3.1 Emulación monolítica	14
3.1.1 Conexiones Dúctiles	14
3.1.1.1 Conexión nº1: Conexión con hormigón en sitio en la zona viga-columna	14
3.1.1.2 Conexión nº2: Conexión con viga que incorpora zona de viga-columna.	17
3.1.1.3 Conexión nº3: Conexión en cuerpo de la columna	20
3.1.1.4 Conexión nº4: Conexión en cuerpo de viga	23
3.1.1.5 Conexión nº5: Conexión apernada	25
3.1.1.6 Conexión nº6: Conexión con ganchos amarrados	28
3.1.1.7 Conexión nº7: Conexión con ganchos en forma de U	31
3.1.1.8 Conexión nº8: Conexión con viga en forma de canal	34
3.1.1.9 Conexión nº9: Conexión de perfiles ángulos soldados	38
3.1.1.10 Conexión nº10: Conexión soldada mediante placa y ángulos	40
3.1.2 Conexiones Fuertes	43
3.1.2.1 Conexión nº11: Conexión a mitad de la luz con ganchos en 180°	43
3.1.2.2 Conexión nº12: Conexión a mitad de la luz con ganchos en 90°	46
3.1.2.3 Conexión nº 13: Conexión a mitad de la luz con barras de empalme rectas	49
3.1.2.4 Conexión nº14: Conexión fuerte de perfiles ángulos soldados	51

3.1.2.5 Conexión nº15: Conexión fuerte soldada mediante placa y ángulos	54
3.2 Juntas que no emulan a las monolíticas	57
3.2.1 Conexión nº16: Post-tensada con refuerzo contribuyente en un 30% de flexión	57
CAPITULO IV	
INFORMACION EXPERIMENTAL	62
4.1 Emulación Monolítica	64
4.1.1 Conexiones Dúctiles	64
4.1.1.1 Conexión nº1: Conexión con hormigón en sitio en la zona viga-columna	64
4.1.1.2 Conexión nº2: Conexión con viga que incorpora zona de viga-columna	67
4.1.1.3 Conexión nº3: Conexión en cuerpo de la columna	69
4.1.1.4 Conexión nº4: Conexión en cuerpo de viga	71
4.1.1.5 Conexión nº5: Conexión apernada	73
4.1.1.6 Conexión nº6: Conexión con ganchos amarrados	75
4.1.1.7 Conexión nº7: Conexión con ganchos en forma de U	78
4.1.1.8 Conexión nº8: Conexión con viga en forma de canal	82
4.1.1.9 Conexión nº9: Conexión de perfiles ángulos soldados	85
4.1.1.10 Conexión nº10: Conexión soldada mediante placa y ángulos	87
4.1.2 Conexiones fuertes	89
4.1.2.1 Conexión nº11: Conexión a mitad de la luz con ganchos en 180°	90
4.1.2.2 Conexión nº12: Conexión a mitad de la luz con ganchos en 90°	92
4.1.2.3 Conexión nº13: Conexión a mitad de la luz con barras de empalme rectas	94
4.1.2.4 Conexión nº14: Conexión fuerte de perfiles ángulos soldados	96
4.1.2.5 Conexión nº15: Conexión fuerte soldada mediante placa y ángulos	98
4.2 Juntas que no emulan a las monolíticas	100
4.2.1 Conexión nº16: Post-tensada con refuerzo contribuyente en un 30% de flexión	100
CAPITULO V	
CALCULO DE CONEXIONES Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS	103
5.1 Simbología	103

5.2 Métodos de cálculo	105
5.2.1 Cálculo de momento de viga	105
5.2.2 Cálculo de capacidad de compresión axial	106
5.2.3 Cálculo de momento de columna dada cierta compresión	107
5.2.4 Cálculo en el nudo	108
5.2.5 Cálculo de corte de viga	108
5.2.6 Cálculo de momento de viga post-tensada	108
5.3 Resultados	109
5.3.1 Conexión nº1: Conexión con hormigón en sitio en la zona viga-columna	109
5.3.2 Conexión nº2: Conexión con viga que incorpora zona de viga-columna	110
5.3.3 Conexión nº3: Conexión en cuerpo de la columna	110
5.3.4 Conexión nº4: Conexión en cuerpo de viga	111
5.3.5 Conexión nº5: Conexión apernada	111
5.3.6 Conexión nº6: Conexión con ganchos amarrados	112
5.3.7 Conexión nº7: Conexión con ganchos en forma de U	112
5.3.8 Conexión nº8: Conexión con viga en forma de canal	113
5.3.9 Conexión nº9: Conexión de perfiles ángulos soldados	113
5.3.10 Conexión nº10: Conexión soldada mediante placa y ángulos	114
5.3.11 Conexión nº11: Conexión a mitad de la luz con ganchos en 180°	114
5.3.12 Conexión nº12: Conexión a mitad de la luz con ganchos en 90°	115
5.3.13 Conexión nº13: Conexión a mitad de la luz con barras de empalme rectas	115
5.3.14 Conexión nº14: Conexión fuerte de perfiles ángulos soldados	116
5.3.15 Conexión nº15: Conexión fuerte soldada mediante placa y ángulos	116
5.3.16 Conexión nº16: Post-tensada con refuerzo contribuyente en un 30% de flexión	117
5.4 Resumen y comentarios	118
CAPITULO VI	
CONCLUSIONES	120
BIBLIOGRAFÍA	123
ANEXOS	125
Ejemplo de cálculo	125

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

Este trabajo tiene como fin hacer una contribución a la ingeniería de nuestro país, a través de la selección del trabajo realizado en países que han hecho gran cantidad de estudios acerca de conexiones de elementos prefabricados de hormigón.

Para esto, en una primera etapa, se identifican las conexiones sismorresistentes del tipo viga-columna, que puedan ser utilizadas en los proyectos de estructuras prefabricadas desarrollados en nuestro país. Dichas conexiones, se seleccionarán dentro de aquellas que han sido ensayadas en otros países sísmicos con un mayor grado de desarrollo en este tipo de estructuras, como Nueva Zelanda, Turquía y el oeste de Estados Unidos.

Luego, se reunirá toda la información experimental y datos de comportamiento sísmico que avale el uso de dichas conexiones y asegure su eficacia. Y se indicarán los criterios utilizados para sus diseños, elaborando así, una recopilación de una serie de conexiones sismorresistentes para estructuras prefabricadas de hormigón, de forma que se facilite el trabajo en los proyectos de ingeniería que usen este tipo de estructuras. A continuación, se sintetizará un método de cálculo, comparándose los resultados teóricos a través de este procedimiento con los resultados experimentales.

Para finalizar, este trabajo pretende ser de utilidad tanto para enfrentar estudios que se quieran llevar a cabo en un futuro, como para que los profesionales dedicados al rubro de la prefabricación, sepan cómo mejorar los productos que están elaborando en la actualidad, o para que desarrollen nuevos sistemas. Y de esta forma, aportar en el constante desarrollo de la ingeniería en Chile.

1.1 Objetivos

- Seleccionar soluciones de conexiones prefabricadas sismorresistentes para Chile, las cuales hayan sido desarrolladas en países con un mayor avance en este tipo de estructuras.
- Reunir información experimental que avale dichas conexiones.
- Sintetizar un método de cálculo y compararlo con los resultados teóricos.

1.2 Por qué utilizar prefabricados

En los últimos años, ha habido adelantos a nivel mundial en todo lo referente a estructuras prefabricadas, debido a que éstas presentan algunas ventajas como su velocidad de construcción, la cual se traduce en una puesta en servicio más temprana de la estructura y sin significar un desmedro en su respuesta sísmica, siempre que esté bien diseñada. Otras ventajas son: este tipo de estructuras poseen, por lo general, módulos repetitivos que disminuye la cantidad de cálculos asociados al proyecto; se puede controlar de una mejor manera la calidad de los elementos de la estructura, al ser elaborados en una planta de producción.

Este tipo de estructuras, si bien puede tener costos directos mayores, presenta un ahorro importante en intereses y una devolución más rápida de la inversión, gracias a su velocidad de construcción, pudiendo llegar a ser más conveniente que una estructura hecha en sitio.

Antes de desarrollar este trabajo, es fundamental entender cómo se han desarrollado las construcciones de hormigón prefabricado en nuestro país. Es por esto que, a continuación, se presenta brevemente cómo ha sido la experiencia con este tipo de estructuras en Chile.

Este tipo de construcción comenzó a ser usada en Chile en la década de los 50s, en edificaciones de uno y dos pisos destinadas a bodegas o de un piso destinadas a industrias, hechas con grandes paneles y losas. En los años siguientes, se comenzó a construir edificios de oficinas de dos niveles y edificios industriales de un nivel con columnas tipo bandera invertida y vigas apoyadas en éstas. En los 70s, estructuras de 4 y 5 pisos fueron levantadas usando prefabricados.

El mal desempeño, debido al mal diseño de este tipo de estructura frente a sismos ocurridos en otros países, hizo que el prefabricado no sea bien visto como estructura resistente a cargas laterales en Chile.

1.4 Experiencias en otros países sísmicos

La experiencia en Japón frente al terremoto de Kobe, indica que las estructuras de hormigón prefabricado se comportan bien en este tipo de situaciones, ya que en la región en que se presentaron los daños más severos, se encontraban 163 edificaciones con elementos prefabricados de hormigón y, todos ellos, tuvieron un comportamiento satisfactorio (ref. 10).

Se puede concluir que este buen desempeño se debe a:

1. el hecho de que las estructuras de elementos prefabricadas normalmente presentan geometría regular, simétrica y con una distribución uniforme de la masa
2. estas estructuras presentan normalmente alta calidad en la construcción, mayor resistencia y hormigón de alta calidad y,
3. estas construcciones típicamente son más nuevas que otras construcciones y se han desarrollado de acuerdo a los códigos de diseño más recientes.

También existen otros ejemplos de buen comportamiento de estructuras prefabricadas después de terremotos como el de Kocaeli (1999) en Turquía (ref. 12).

El epicentro de este terremoto fue en una zona altamente industrializada, donde muchas de las construcciones estaban hechas mediante prefabricados de hormigón. Aquí se presentan ejemplos, tanto de estructuras prefabricadas pobremente diseñadas que colapsaron totalmente, como de estructuras prefabricadas bien diseñadas, que presentaron el comportamiento esperado frente al sismo. En general, las fallas se deben a conexiones mal diseñadas, cabezas de columnas mal detalladas, por la falta de un diafragma rígido de transferencia de cargas laterales.

Otro ejemplo es el caso del sismo de Northridge en 1994, cuyo epicentro se ubicó cerca de varias estructuras de estacionamientos de hormigón prefabricado. Los estudios posteriores, evidenciaron que las fallas de las estructuras se debieron principalmente a dos razones (ref. 16).

La primera razón, fue que muchas estructuras estaban construidas con elementos hechos para resistir sismos, unidos a otros elementos que solo resistían cargas gravitacionales. En estos casos, es necesario que exista una compatibilidad de deformación, la cual fue violada en algunas estructuras, generando así falla en estas.

La segunda razón se refiere a un funcionamiento inadecuado del diafragma, siendo éste el punto más débil. Por lo que la falla se producía en el diafragma haciendo colapsar la estructura entera.

Esta experiencia generó cambios en los reglamentos de Estados Unidos, para evitar los principales problemas que se presentaron durante el sismo, de forma de poder utilizar en forma segura las estructuras de hormigón prefabricado.

Con antecedentes como los anteriores, las estructuras prefabricadas se han seguido utilizando en países sísmicos que han desarrollado métodos y ensayos para garantizar que los prefabricados tengan un buen comportamiento sísmico.

A continuación, se muestran fotografías que enseñan fallas de las estructuras debido a mal funcionamiento de las conexiones, y en las que se aprecia la importancia de esto.

Foto n° 1: Falla de edificio en sismo de Kocaeli



Ilustración extraída de "the august 17, 1999, kocaeli earthequake-damage to structures" (ref. 12)

Foto nº 2: Falla de conexión



Ilustración extraída de "the august 17, 1999, kocaeli earthequake-damage to structures" (ref. 12)

Foto nº 3: Falla de conexión



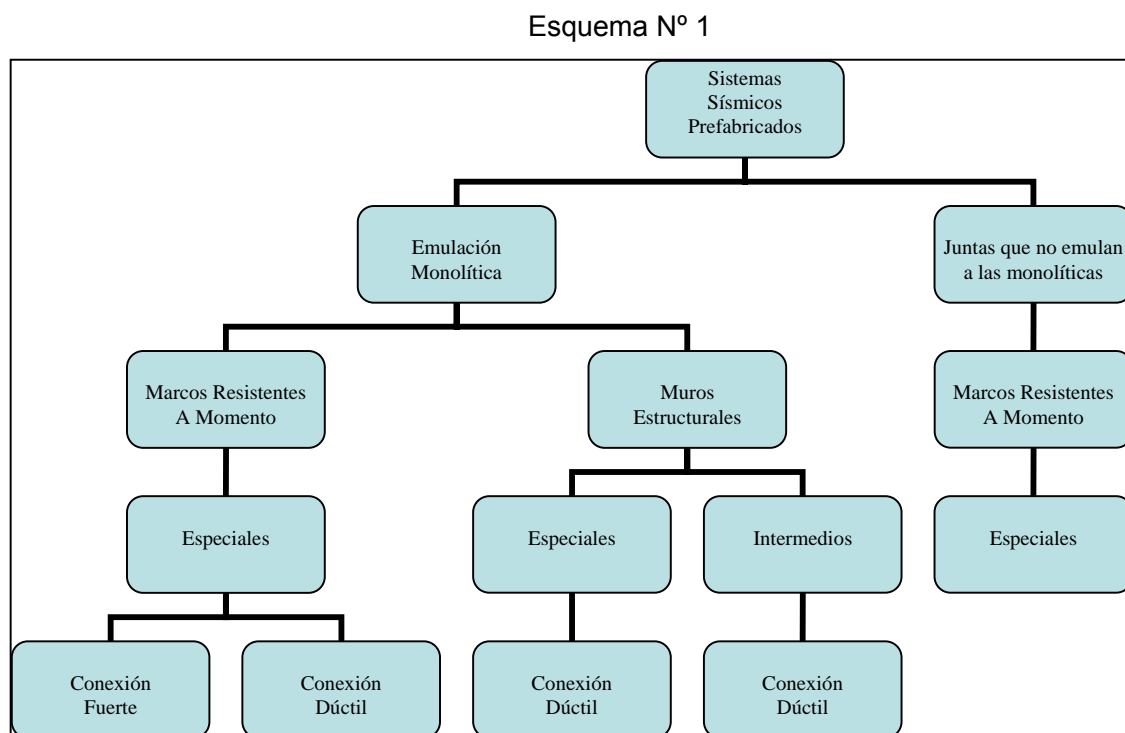
Ilustración extraída de "the august 17, 1999, kocaeli earthequake-damage to structures" (ref. 12)

CAPITULO II

CLASIFICACIÓN DE CONEXIONES

Como primer paso en este trabajo, y como una manera de ordenar y entender mejor las distintas formas de conectar estructuras prefabricadas, se debe adoptar una clasificación de conexiones.

En el Esquema N°1, aparece la clasificación a usar en este manual, la cual es la más común y que es la propuesta en la norma ACI 318-05.



ACI 318-05

2.1 Definiciones

- Emulación monolítica: son las conexiones ya sea de marcos o muros prefabricados que pretenden tener un comportamiento similar al de una estructura monolítica.
- Juntas que no emulan las monolíticas: son todas aquellas que no pretenden comportarse como las estructuras monolíticas.
- Conexión fuerte: es aquella que se mantiene dentro del rango elástico frente a solicitaciones sísmicas. Para esto, las rótulas plásticas se deben diseñar alejadas de la conexión.
- Conexión dúctil: es aquella que entra en el rango no lineal frente a solicitaciones sísmicas.

CAPÍTULO III

DETALLE DE CONEXIONES

Las conexiones son una de las partes más importantes en las estructuras prefabricadas. El comportamiento y buen desempeño de una estructura prefabricada, dependerá en gran medida del comportamiento de la conexión.

Un principio importante que se debe seguir en materia de conexiones de prefabricados es realizarlas de la manera más simple posible. Conexiones complejas son difíciles de diseñar, de producir y de controlar. Otro punto importante sobre las conexiones de prefabricados, es que en general estas buscan obtener un sistema de columna fuerte-viga débil, en el cual las rotulas plásticas se desarrollan en las vigas, manteniéndose las columnas dentro de su rango elástico. Esto es para evitar pisos blandos que puedan convertir a la estructura en un mecanismo, haciéndola colapsar.

A continuación, se presenta una serie de conexiones del tipo viga-columna, que han sido estudiadas y ensayadas.

3.1 Emulación Monolítica

3.1.1 Conexiones Dúctiles

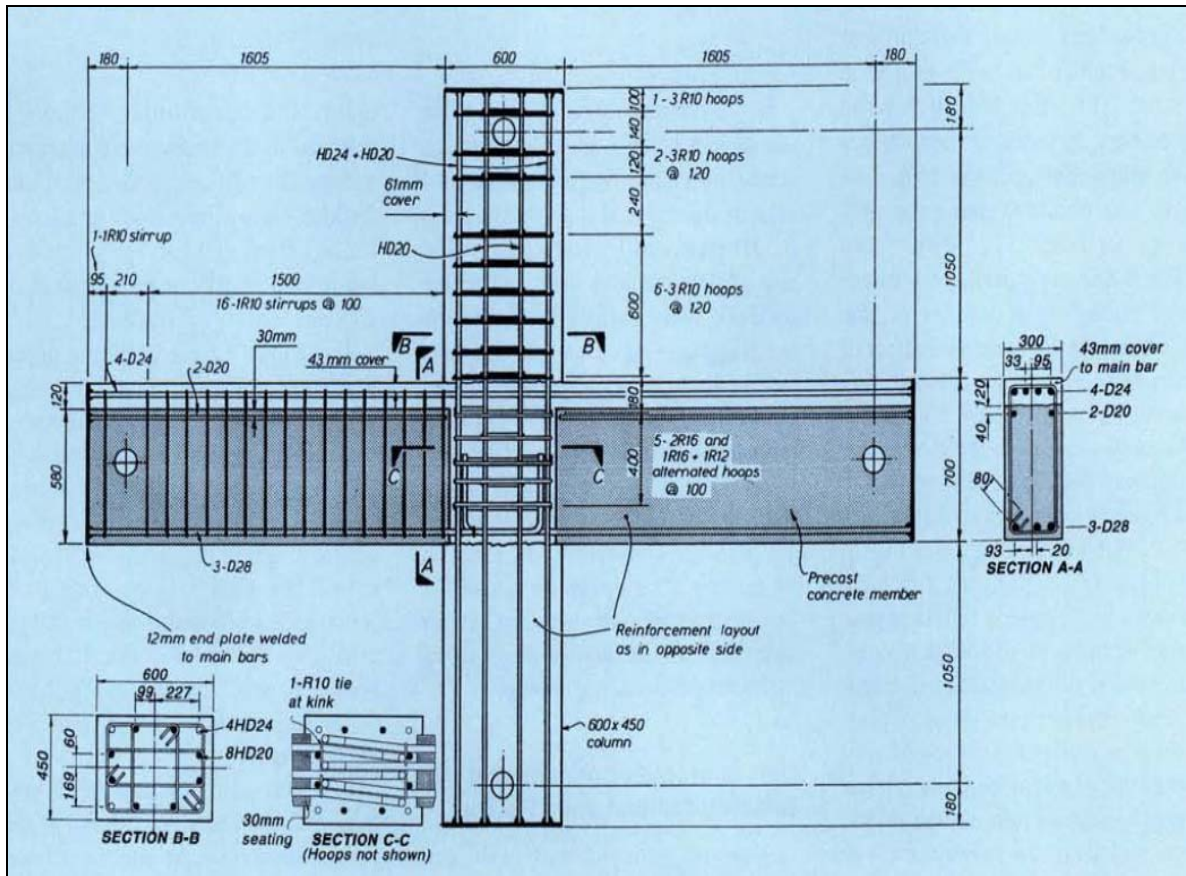
3.1.1.1 Conexión Nº 1: Conexión con hormigón en sitio en zona viga-columna

Esta conexión, fue ensayada en la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda por Restrepo, Park y Buchanan (ref. 5). La conexión se diseñó en base a la estructura más común de marcos prefabricados en dicho país, que suele tener entre 9 y 25 pisos de altura.

La parte baja de la viga es prefabricada, siendo sentada en 30mm de la columna inferior. El refuerzo inferior es anclado en la región de la junta viga-columna mediante largo de desarrollo más un gancho final en 90°. La sección prefabricada de la viga posee armadura superior compuesta por 2 barras de 20mm que permiten su manipulación sin daños al elemento.

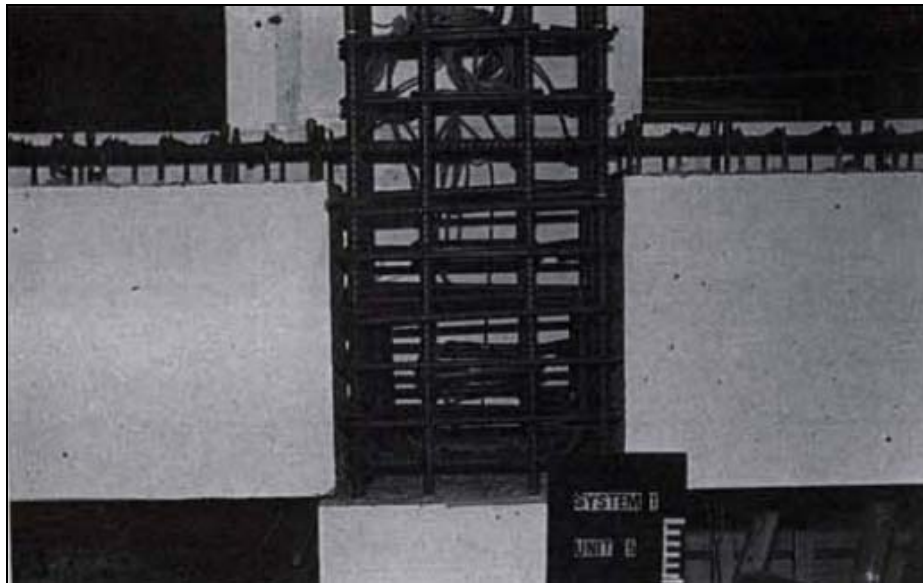
El refuerzo superior es completado en sitio con 4 barras de 24mm. Luego es hormigonada la parte superior de la viga y la región de conexión obteniéndose así la estructura definitiva.

Figura nº 1: Conexión con hormigón en sitio en zona viga-columna



PCI Journal vol. 40 nº4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

Foto nº 4: Conexión con hormigón en sitio en zona viga-columna



PCI Journal vol. 40 nº4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

Tabla I: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	3210
Alto	700 (580pref)
Ancho	300
a/h	4,6
Columna prefabricada [mm]	
Alto	2800
Espesor	450
Ancho	600

Tabla II: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	Nº barras	Diámetro barras
Superior	4	24mm
Superior prefabricado	2	20mm
inferior	3	28mm
Transversal		10mm @100
Refuerzos de la Columna		
Disposición	Nº barras	Diámetro barras
Longitudinal	4	24mm
	8	20mm
Transversal		10mm @120
Trans. región conexión		doble de 16 @200
		16 + 12 @200

Tabla III: Materiales

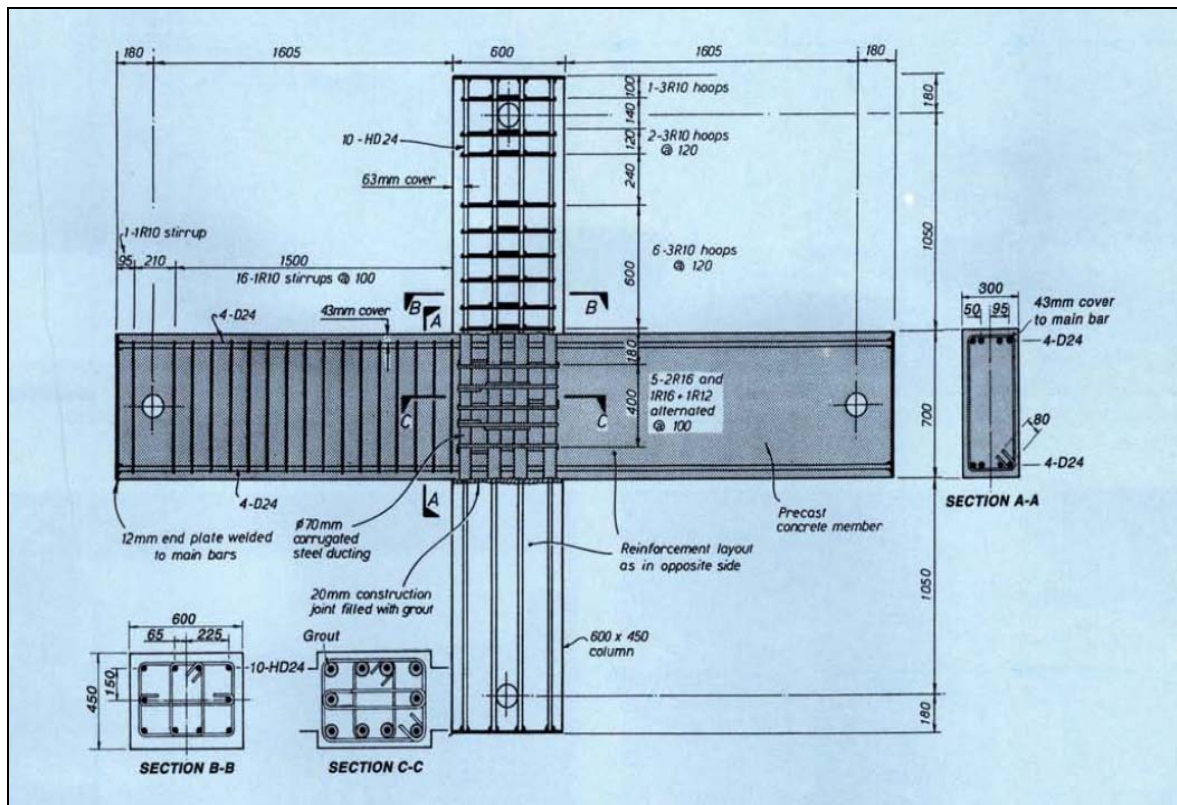
Compresión a 28 días	fc' [Mpa]
Hormigón	30
Diámetro barras [mm]	fy [Mpa]
10	364
16	298
20	307
D 24	285
HD 24	486
28	321

3.1.1.2 Conexión N° 2: Conexión con viga que incorpora zona de viga-columna.

Esta conexión, fue ensayada en la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda por Restrepo, Park y Buchanan (ref. 5). La conexión se diseñó en base a la estructura más común de marcos prefabricados en dicho país, que usualmente tiene entre 9 y 25 pisos de altura.

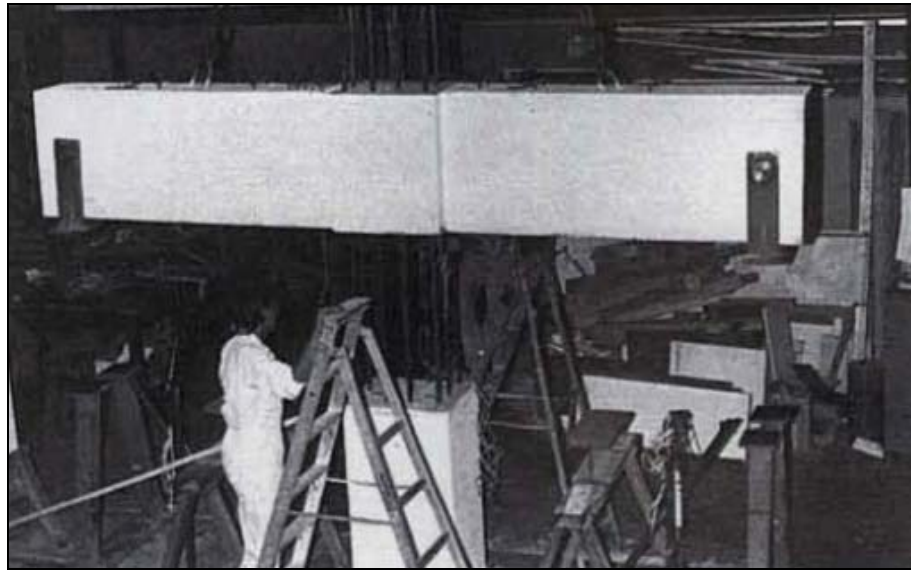
La viga prefabricada trae incorporada la región viga-columna. El refuerzo longitudinal de la columna penetra en la viga pasando por ductos de acero corrugado de 70mm de diámetro hasta la parte superior de la viga. Posteriormente los ductos se rellenan con grout y se rellena el espacio entre la viga y la columna inferior.

Figura n° 2: Conexión con viga que incorpora zona de viga-columna.



PCI Journal "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

Foto n° 5: Conexión con viga que incorpora zona de viga-columna



PCI Journal "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

Tabla IV: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	3210
Alto	700 (580pref)
Ancho	300
a/h	4,6
Columna prefabricada [mm]	
Alto	2800
Espesor	450
Ancho	600

Tabla V: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	N° barras	Diámetro barras
Superior	4	24mm
Inferior	4	24mm
Transversal		10mm @100
Refuerzos de la Columna		
Disposición	N° barras	Diámetro barras
Longitudinal	10	24mm
Transversal		10mm @120
Trans. región conexión		doble de 16 @200
		16 + 12 @200

Tabla VI: Materiales

Compresión a 28 días	fc' [Mpa]
Hormigón	30
Grout	63
Díámetro barras [mm]	fy [Mpa]
10	364
16	298
D 24	285
HD 24	486

3.1.1.3 Conexión N° 3: Conexión en cuerpo de la columna.

Esta conexión fue desarrollada en las universidades de Bogazici y Kocaeli en Turquía por Ertas, Ozden y Ozturan (ref. 12), como consecuencia de lo observado después de los sismos de Ceyhan, Kocaeli y Duzce, producidos en ese país en 1997 y 1999.

Esta conexión se diseñó a escala 1:2, el ACI T1.1-01 (*Acceptance Criteria for Moment Frames Base on Structural Testing*) permite ensayos hasta una escala de 1:3. Las vigas se hicieron de sección 300x500 mm y luz de 1600mm lo que implica una razón a/h de 3,2 lo que posibilita tener altos cortes. La columna se diseñó de alto 1920mm y sección cuadrada de lado 400mm. El recubrimiento usado tanto en vigas como columnas es de 20mm.

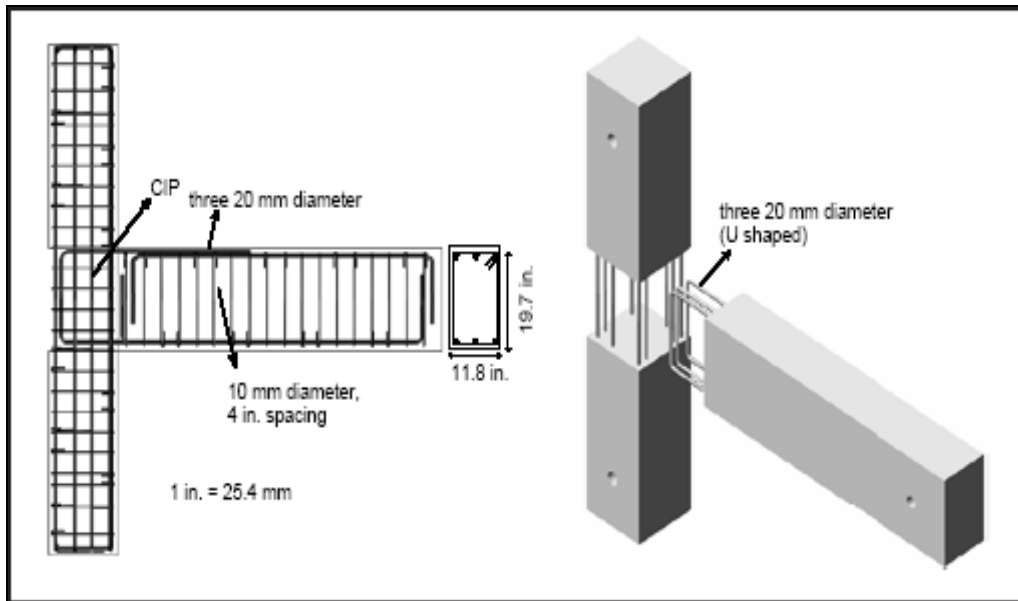
En este tipo de conexión se deja un gap o vacío de 500mm en la columna en la mitad de su altura, es decir, un gap igual a la sección de la viga.

En la viga prefabricada se instalaron 3 barras de 20mm con forma de U con largos de desarrollo adecuados, para hacer posible la conexión. Además la viga posee refuerzos principales compuestos por 3 barras de 20mm arriba y abajo. El hormigón usado es de 52Mpa de resistencia.

En la conexión se usó un hormigón con fibras de acero de 40mm de largo (volumen de las fibras corresponden a un 0,5% del total). La resistencia de este hormigón es de 53Mpa.

En el gap, la columna, en vez de tener estribos, se le colocaron ramas de una pierna para permitir el paso de las armadura en forma de U que sale de la viga.

Figura nº 3: Conexión en cuerpo de la columna.



PCI Journal vol. 51 nº3, 2006, "Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames" (ref.

17)

Tabla VII: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	1600
Alto	500
Ancho	300
a/h	3,2
Columna prefabricada [mm]	
Alto	1920
Espesor	400
Ancho	400

Tabla VIII: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	Nº barras	Diámetro barras
Superior	3	20mm
inferior	3	20mm
Transversal		10mm @100
Refuerzos de la Columna		
Disposición	Nº barras	Diámetro barras
Longitudinal	10	20mm
Transversal		10mm @100
Trans. región conexión		Piernas 10mm @100

Tabla IX: Materiales

Compresión a 28 días	fc' [Mpa]
Hormigón	40
Hormigón con fibras	49
Diámetro barras [mm]	fy [Mpa]
10	420
20	472

3.1.1.4 Conexión N° 4: Conexión en cuerpo de viga.

Esta conexión fue desarrollada en las universidades de Bogazici y Kocaeli en Turquía por Ertas, Ozden y Ozturan (ref. 12), como consecuencia de lo observado después de los sismos de Ceyhan, Kocaeli y Duzce, producidos en ese país en 1997 y 1999.

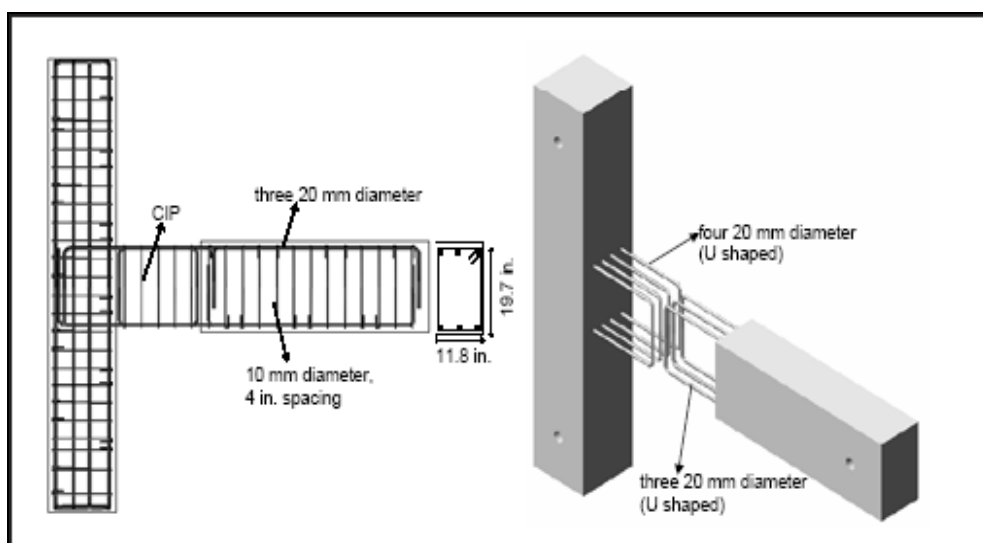
Esta conexión también se hizo a escala 1:2. La viga se construyó de sección 300x500 mm y luz de 1600mm lo que implica nuevamente una razón a/h de 3,2 para obtener altos cortes. La columna se hizo de alto 1920mm y sección cuadrada de lado 400mm. El recubrimiento tanto en vigas como columnas fue de 20mm.

La conexión tiene 500mm de largo al final de la viga. Refuerzos en forma de U de 3 barras de 20mm saliendo de la columna y del final de la viga corresponden al refuerzo de la región de conexión.

Los elementos prefabricados se hicieron con hormigón de 40Mpa de resistencia a la compresión. El hormigón en la conexión contiene adición de un 0,5% del volumen de fibras de acero resultando tener 49Mpa de resistencia a la compresión.

En el ensamble, barras de refuerzo fueron colocadas para entrelazar la unión. En la zona de conexión se usaron ramas de una pierna en vez de estribos.

Figura n° 4: Conexión en cuerpo de viga.



PCI Journal vol. 51 n°3, 2006, "Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames"

(ref. 17)

Tabla X: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	1600
Alto	500
Ancho	300
a/h	3,2
Columna prefabricada [mm]	
Alto	1920
Espesor	400
Ancho	400

Tabla XI: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	Nº barras	Diámetro barras
Superior	3	20mm
inferior	3	20mm
Transversal		10mm @100
Trans. región conexión		Piernas 10mm @100
Refuerzos de la Columna		
Disposición	Nº barras	Diámetro barras
Longitudinal	10	
Transversal		10mm @100

Tabla XII: Materiales

Compresión a 28 días	fc' [Mpa]
Hormigón	40
Hormigón con fibras	49
Diámetro barras [mm]	fy [Mpa]
20	472

3.1.1.5 Conexión N° 5: Conexión apernada.

Esta conexión fue desarrollada en las universidades de Bogazici y Kocaeli en Turquía por Ertas, Ozden y Ozturan (ref. 12), como consecuencia de lo observado después de los sismos de Ceyhan, Kocaeli y Duzce, producidos en ese país en 1997 y 1999.

Esta conexión también fue construida a escala 1:2. Lo que resultó en las siguientes dimensiones: vigas de sección 300x500 mm y luz libre de 1600mm lo que significa una razón a/h de 3,2 que conlleva a un desarrollo de altos esfuerzos de cortes. La columna de alto 1920mm y sección cuadrada de lado 400mm. El recubrimiento usado tanto en vigas como columnas corresponde a 20mm.

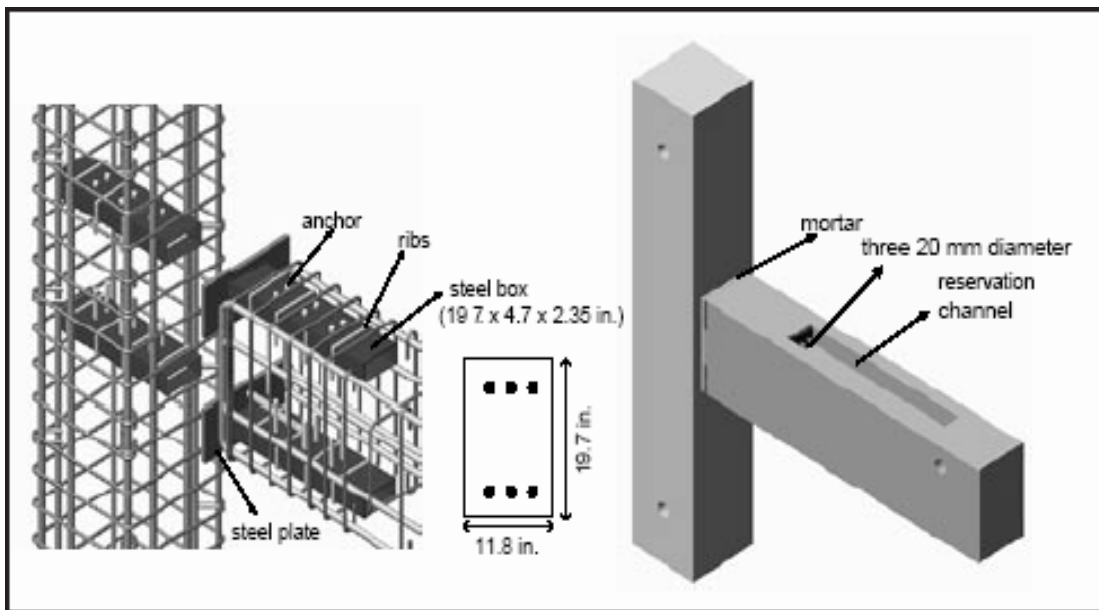
La idea de este tipo de conexión es minimizar el trabajo en sitio. La viga posee un canal arriba y abajo para permitir la instalación de los pernos. El canal tiene un largo de 1000mm con sección de 150x100mm.

Cajas rectangulares de acero de 500mm de largo y sección 120x60mm son colocadas al final de la viga y en la columna en el mismo eje. En esta parte de la viga se colocan estribos a 70mm además se colocan placas de acero arriba y debajo de la sección transversal para evitar daño del concreto en la cara en contacto con la columna y que funcionan como golillas. Estas placas están conectadas entre si por 2 barras de 10mm soldadas.

En el ensamble los 15mm entre la viga y la columna son rellenados con un grout autonivelante y que no tiene encogimiento. Este grout tiene una resistencia de 58Mpa. Después de 24 Hrs. 3 barras de 20mm con hilo son colocadas en las cajas de acero en la conexión y se aplica una pretensión de 35Nm, este torque se aumenta hasta 120Nm resultando 1,4Mpa de tensión de sujeción en la interfase viga-columna. La tensión desarrollada en las barras de refuerzo resulta ser de 110Mpa. Los pernos son colocados a 70mm de las fibras superior e inferior de la viga.

Finalmente, las cajas de acero son llenadas con el mismo grout. Debido a problemas con ensayos anteriores, se le agregaron barras soldadas a las cajas en forma de costillas para evitar deslizamientos de las cajas respecto a la viga. Además, se añadieron barras que atraviesan las cajas para impedir el deslizamiento del grout dentro de la caja. El hormigón y grout utilizados poseían resistencias de 30Mpa y 36Mpa respectivamente.

Figura nº 5: Conexión apernada.



PCI Journal vol. 51 n°3, 2006, "Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames" (ref. 17),

Tabla XIII: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	1600
Alto	500
Ancho	300
a/h	3,2
Columna prefabricada [mm]	
Alto	1920
Espesor	400
Ancho	400

Tabla XIV: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	Nº barras	Diámetro barras
Superior	3	20mm
inferior	3	20mm
Transversal		10mm @100
Trans. región conexión		10mm @70
Refuerzos de la Columna		
Disposición	Nº barras	Diámetro barras
Longitudinal	10	20mm
Transversal		10mm @100

Tabla XV: Materiales

Compresión a 28 días	fc' [Mpa]
Hormigón	30
Hormigón con fibras	36
Diámetro barras [mm]	fy [Mpa]
20	472

3.1.1.6 Conexión N° 6: Conexión con ganchos amarrados.

Esta conexión fue diseñada y ensayada en México por Alcocer, Carranza, Pérez-Navarrete y Martínez (ref. 13) con el fin de estudiar modos posibles de transmitir los esfuerzos de tensión de las barras inferiores.

Para esto, se usaron columnas de más de un piso, con un espacio al nivel de cada piso para realizar el empalme de las vigas. Se deja bajo este espacio una abertura de 15cm para que entre el hormigón y funcione como traba de corte y, como esta traba no se refuerza, su capacidad se ve reflejada por la resistencia al corte del hormigón.

En la parte superior del espacio de entrepiso, en la columna, se hizo una forma de pirámide invertida de forma de dejar escapar al aire cuando se rellena este espacio con hormigón. Además, se colocó un tubo de 1,27cm de diámetro desde el vértice de la pirámide hacia uno de los costados para ayudar a la salida del aire.

Las vigas se hicieron en forma de T invertida y sus refuerzos inferiores se extendieron dentro de la conexión doblándose en 90° formando ganchos de anclaje. Las unidades testeadas corresponden a vigas de un largo de 5560mm conectadas en su punto medio al punto medio de la columna de 4000mm de alto.

La continuidad de este refuerzo se intenta lograr con estribos alrededor de los ganchos uniendo las vigas que llegan a una misma conexión. Los ganchos tienen largos de 6 veces el diámetro de las barras, esto no cumple la norma, para una conexión de gancho habitual.

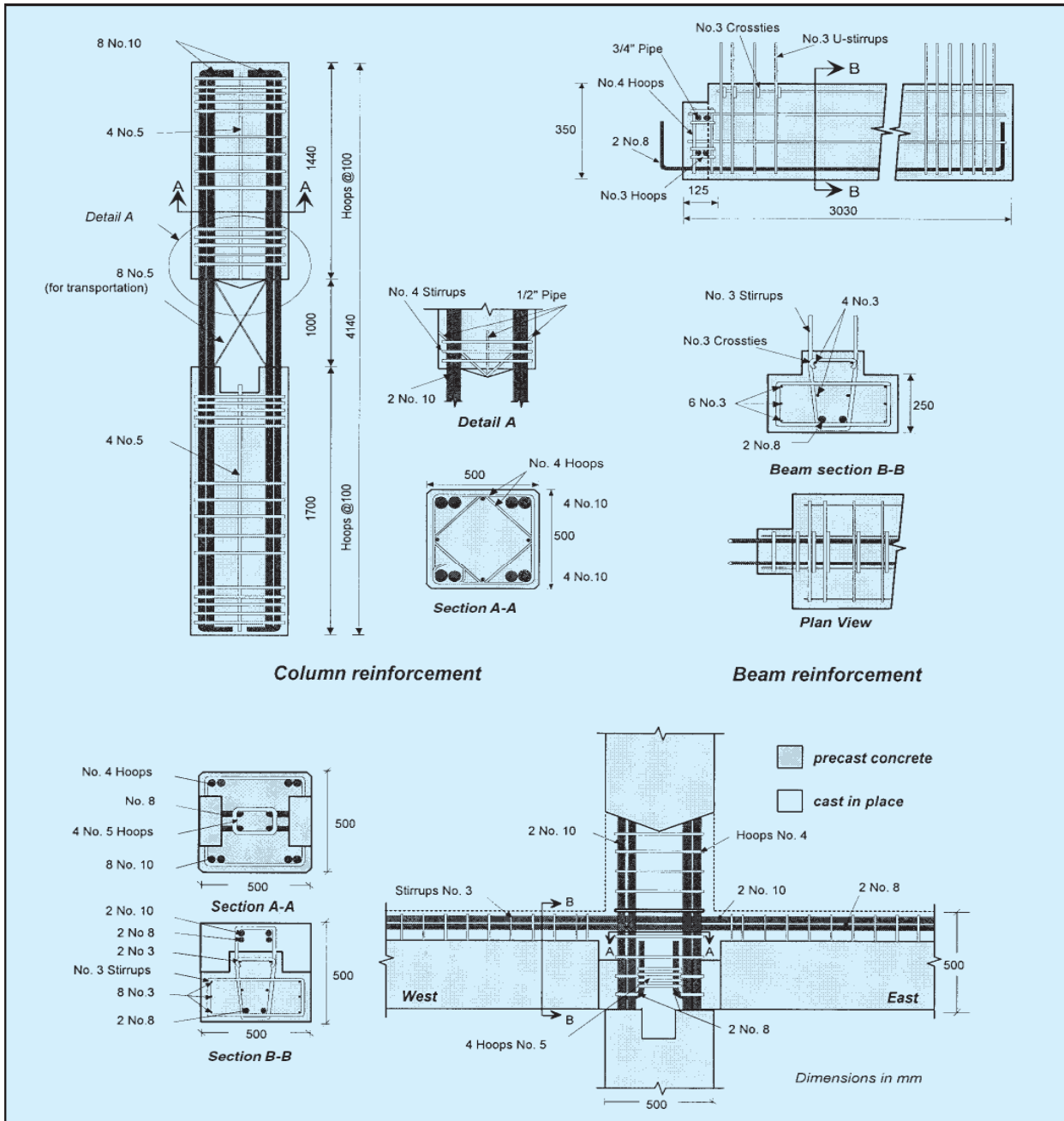
La columna es cuadrada de lado 500mm y reforzada con 8 barras de 32mm de diámetro, y estribos de barras de 12mm espaciados a 100mm. El gap en la columna para realizar la conexión es de 1000mm.

La dimensión final de las vigas fue una sección cuadrada de 500mm. La parte prefabricada tiene refuerzos de 2 barras de 25mm en la parte inferior y estribos de barras de 10mm espaciados cada 100mm.

La continuidad del refuerzo inferior se logró a través de 4 estribos de barras de 16mm alrededor de los ganchos de 90°.

El hormigón utilizado para completar la viga y la conexión tenía una compresión máxima de 40Mpa.

Figura nº 6: Conexión con ganchos amarrados.



PCI Journal vol. 47 nº3, 2002 "Siesmic Tests of Beam-to-Column Connections in a Precast Concrete Frame" (ref. 14)

Tabla XVI: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	5560
Alto	500
Ancho	500
a/h	11,1
Columna prefabricada [mm]	
Alto	4140
Espesor	500
Ancho	500

Tabla XVII: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	Nº barras	Diametro barras
Superior	2	32mm
	2	25mm
Superior pref.	2	10mm
inferior	2	25mm
	8	10mm
Transversal		10mm @100
Refuerzos de la Columna		
Disposición	Nº barras	Diametro barras
Longitudinal	8	32mm
Transversal		12mm @100

Tabla XVIII: Materiales

Compresión a 28 días	fc' [Mpa]
Hormigón	32
Hormigón en sitio	44
Diámetro barras [mm]	fy [Mpa]
32	448
25	460
16	434
12	437
10	411

3.1.1.7 Conexión N° 7: Conexión con ganchos en forma de U.

Esta conexión fue diseñada y ensayada en México por Alcocer, Carranza, Pérez-Navarrete y Martínez (ref. 13) con el fin de estudiar modos posibles de transmitir los esfuerzos de tensión de las barras inferiores.

Esta conexión se realizó en el mismo set de ensayos de la anterior por lo que también se hicieron las columnas de más de un piso, con un espacio al nivel de cada piso para realizar el empalme de las vigas. Se dejó bajo este espacio una abertura de 15cm para que entre el hormigón y funcione como traba de corte sin armadura, por lo que su capacidad se ve reflejada por la resistencia al corte del hormigón.

En la parte superior del espacio de entrepiso en la columna se hizo una forma de pirámide invertida de forma de dejar escapar al aire cuando se rellenó este espacio con hormigón. Además se colocó un tubo de 1.27cm de diámetro desde el vértice de la pirámide hacia uno de los costados para ayudar a la salida del aire.

Las vigas se hicieron en forma de T invertida y sus refuerzos inferiores se extendieron dentro de la conexión doblándose en U.

Las unidades testeadas corresponden a vigas de 5560mm de largo conectadas en su punto medio al punto medio de la columna de 4000mm de alto.

El refuerzo inferior termina en la región de conexión con forma de U. La continuidad la da un perno de acero insertado a través de todas las U traslapadas de las vigas que llegan a la conexión.

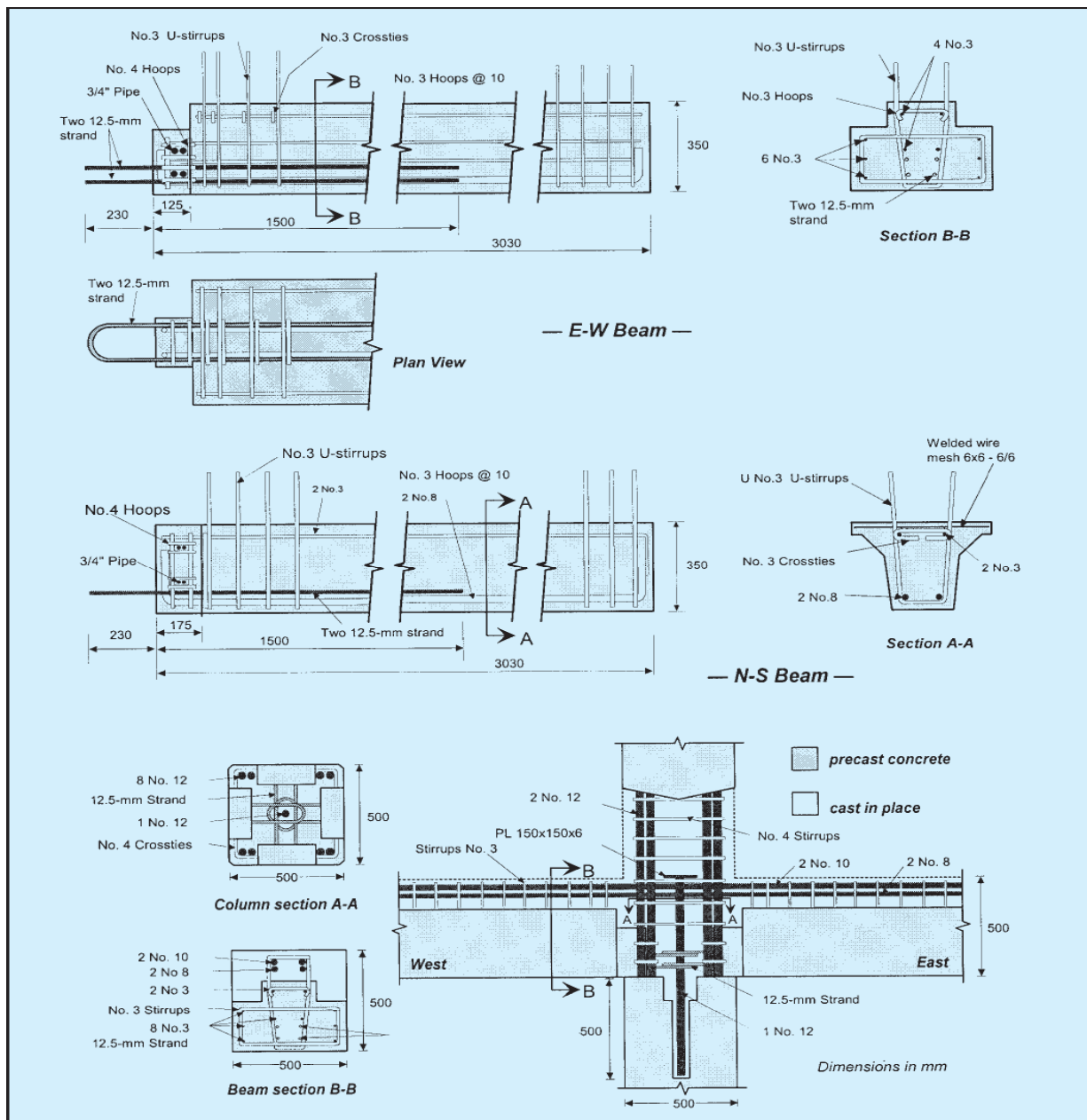
La columna es cuadrada de lado 500mm y reforzada con 8 barras de 38mm de diámetro, y estribos de barras de 12mm espaciados a 100mm. El gap en la columna para realizar la conexión es de 1000mm.

La viga este-oeste terminó teniendo una sección cuadrada de 500mm. La parte prefabricada tiene refuerzos de 2 barras de 25mm en la parte inferior y estribos de barras de 10mm espaciados cada 100mm y las norte-sur tienen forma de T con 200x500 mm de sección y poseen los mismos refuerzos.

El perno de conexión de las U es una barra de 38mm de diámetro que va anclada en la abertura inferior del gap de la columna. El refuerzo superior en vigas E-O son 2 barras de 25mm y 2 barras de 32mm y en las N-S son 2 barras de 25mm y 2 barras de 19mm.

Se considera que la losa con su sobrelosa hecha in situ no contribuiría significativamente a la conexión por lo que el ensayo se realizó sin losa.

Figura nº 7: Conexión con ganchos en forma de U.



PCI Journal vol. 47 nº3, 2002 "Siesmic Tests of Beam-to-Column Connections in a Precast Concrete Frame" (ref. 14)

Tabla XIX: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	5560
Alto	500
Ancho	500
a/h	11,1
Columna prefabricada [mm]	
Alto	4140
Espesor	500
Ancho	500

Tabla XX: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	Nº barras	Diámetro barras
Superior	2	32mm
	2	25mm
Superior pref.	2	10mm
inferior	2	25mm
	8	10mm
Transversal		10mm @100
Refuerzos de la Columna		
Disposición	Nº barras	Diámetro barras
Longitudinal	8	38mm
Transversal		12mm @100

Tabla XXI: Materiales

Compresión a 28 días	fc' [Mpa]
Hormigón	42
Hormigón en sitio	40
Diámetro barras [mm]	fy [Mpa]
38	431
32	476
25	458
16	413
12	424
10	456

3.1.1.8 Conexión N° 8: Conexión con viga en forma de canal.

Esta conexión, fue desarrollada por Ali R. Khaloo y H. Parastesh (ref. 1) con el apoyo de *Sharif University of Technology*. Este tipo de conexión es el resultado de una serie de ensayos realizados en dos fases en las que se varió distintos aspectos de la unión obteniendo así el mejor comportamiento frente a cargas sísmicas.

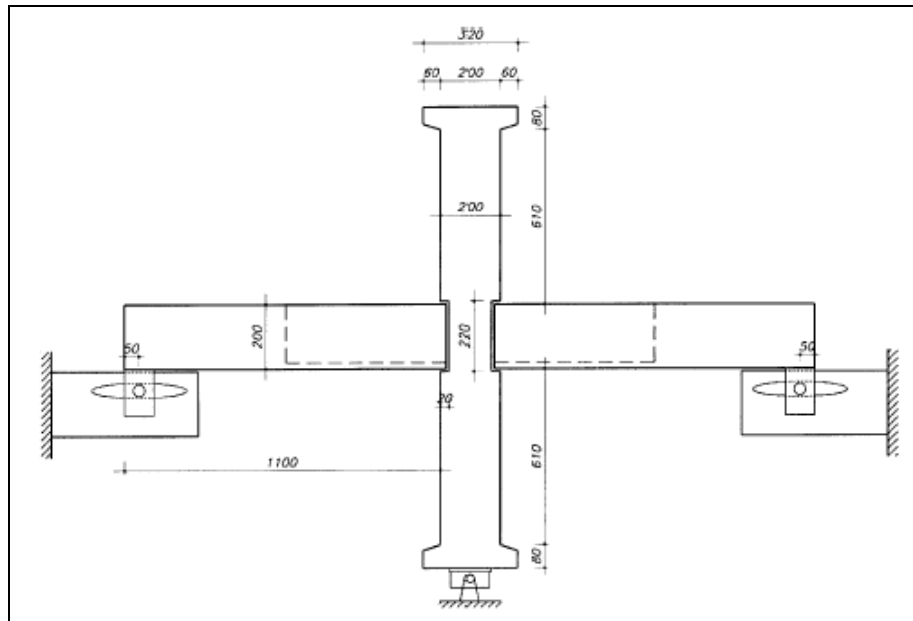
En la primera fase se varió el largo de conexión de lo cual se concluyó el largo ideal para este tipo de conexión. En la segunda fase se observó la influencia de agregar fibras de acero al grout de conexión, agregar barras transversales en la conexión, disminuir el espaciamiento de estribos, agregar cargas a las vigas, entre otras modificaciones. De todo lo anterior se presenta en este trabajo la conexión sin modificaciones y la misma realizada con fibras de acero en el grout que fue la condición modificada de mayor respuesta.

En esta conexión la parte final de la viga se diseñó en forma de canal capaz de sentarse en la columna. Posteriormente la región de conexión es rellenada para constituir así una sola pieza al unir con los refuerzos que salen de la columna. Todos estos ensayos se realizaron a escala 2/5 del real.

El prototipo corresponde a columnas espaciadas 6m con 3,5m de altura de entre piso. Las columnas prototipo son de 500x500mm² y las vigas del prototipo poseen la misma sección. En un sistema convencional correspondería colocar 5 barras de 24mm arriba y abajo como refuerzo longitudinal ($\rho=1,05\%$). Por lo tanto el modelo ensayado tiene vigas y columnas de sección 200x200mm². Las dimensiones del prototipo y del modelo se pueden observar en la figura n° 9.

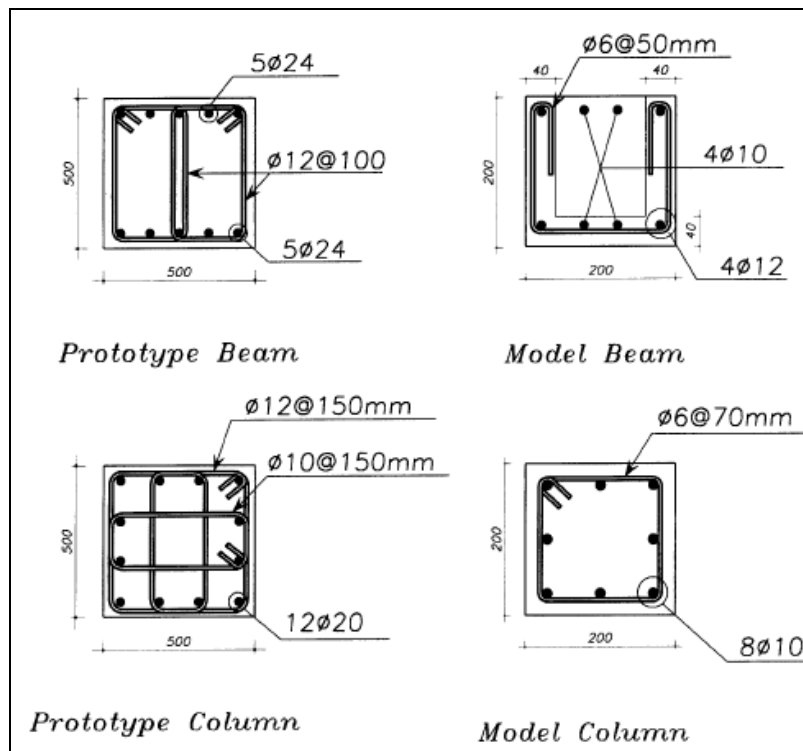
De los ensayos realizados se concluyó que el largo ideal para este tipo de conexión son 400mm. Al espécimen modificado se le agregaron fibras de acero al grout de relleno que corresponden a un 0,65% del volumen. Los detalles de la conexión aparecen en la figura n° 10 cuyo diseño se realizó bajo la norma ACI 318.

Figura nº 8: Conexión con viga en forma de canal.



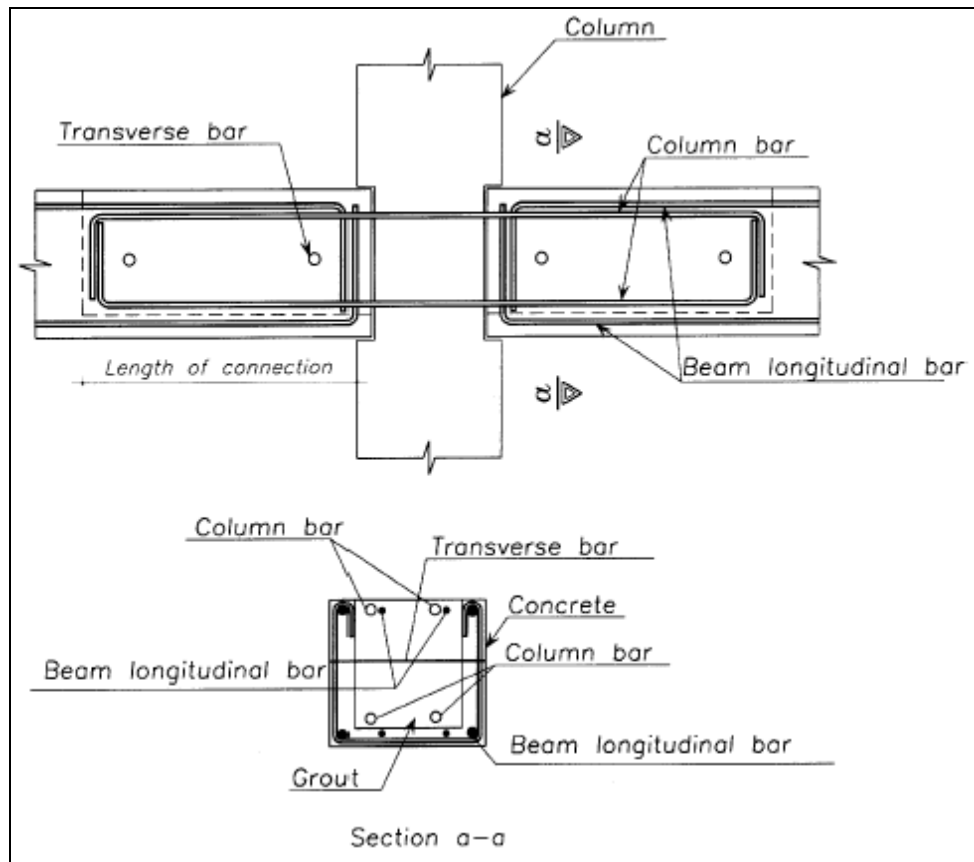
ACI Structural Journal vol100 nº 31, 2003, "Cyclic Loading of Ductile Precast Concrete Beam-Column Connection" (ref. 1)

Figura nº 9: Conexión con viga en forma de canal.



ACI Structural Journal vol100 nº 31, 2003, "Cyclic Loading of Ductile Precast Concrete Beam-Column Connection" (ref. 1)

Figura nº 10: Conexión con viga en forma de canal.



ACI Structural Journal vol100 nº 31, 2003, "Cyclic Loading of Ductile Precast Concrete Beam-Column Connection" (ref. 1)

Tabla XXII: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	2100
Alto	200
Ancho	200
a/h	10,5
Columna prefabricada [mm]	
Alto	1580
Espesor	200
Ancho	200

Tabla XXIII: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	Nº barras	Diámetro barras
superior	2	12mm
	2	10mm
inferior	2	12mm
	2	10mm
Transversal		6mm @50
Refuerzos de la Columna		
Disposición	Nº barras	Diámetro barras
Longitudinal	8	10mm
Transversal		6mm @70

Tabla XXIV: Materiales

Compresión a 28 días	fc' [Mpa]
Hormigón	37
Hormigón en sitio	39
Diámetro barras	fy [Mpa]
12	420
10	420
8	420
6	420

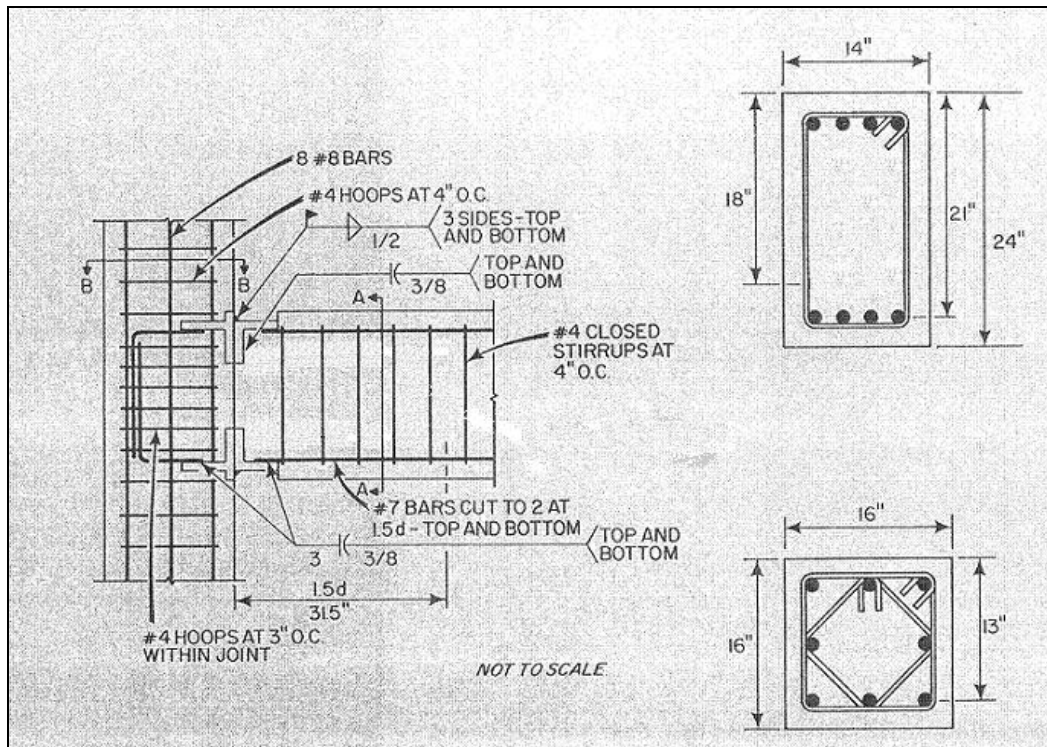
3.1.1.9 Conexión N° 9: Conexión de perfiles ángulo soldados.

Esta conexión, se diseñó con el fin de ser comparada con otra conexión similar cuya rotula plástica fue reubicada. El estudio fue llevado a cabo por Ochs y Ehsani (ref. 6), con la colaboración del *Precast Concrete Institute* y la Universidad de Arizona.

La columna se diseñó de 406x406mm y una altura de 3,05m. Sus refuerzos corresponden a 8 barras de 25mm y ramas de armadura transversal de barras de 12mm espaciadas 76mm en la conexión y espaciadas 102mm fuera de esta. Las vigas tienen una sección de 356x610mm² con un largo de 1,32m y estribos de barras de 12mm espaciado 102mm para toda la viga. Todas las vigas tienen refuerzos de tensión y compresión iguales.

La conexión consiste en 2 perfiles T embebidos a la columna con perforaciones que permiten el paso del refuerzo longitudinal de la columna. 4 barras de 22mm en forma de gancho de 90° son soldadas a los perfiles T para dar anclaje. El extremo de la viga incluye 2 perfiles ángulo en que el refuerzo longitudinal es soldado con soldadura (flare bevel) de 10mm de 76mm de largo a ambos lados del refuerzo.

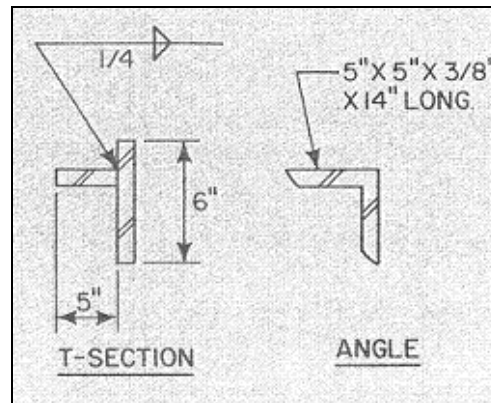
Figura n° 11: Conexión de perfiles ángulo soldados.



PCI Journal vol. 38 n° 5, 1993 "Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Seismic Regions" (ref. 7) . NOTA: 1 pulgada = 25,4 mm.

Luego los ángulos son soldados a las secciones T con soldadura filete de 13mm a todo lo ancho de la viga completando así la conexión. Todo el hormigón utilizado posee una capacidad de compresión última de $f_c' = 28 \text{ Mpa}$.

Figura nº 12: Perfiles angulo



PCI Journal vol. 38 nº 5, 1993 "Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Sismic Regions" (ref. 7)

Tabla XXV: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	1320
Alto	610
Ancho	356
a/h	2,2
Columna prefabricada [mm]	
Alto	3050
Espesor	406
Ancho	406

Tabla XXVI: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	Nº barras	Diámetro barras
Superior	4	22mm
Inferior	4	22mm
Transversal		12mm @102
Refuerzos de la Columna		
Disposición	Nº barras	Diámetro barras
Longitudinal	8	25mm
Transversal		12mm @76

Tabla XXVII: Materiales

Compresión a 28 días	f_c' [Mpa]
Hormigón	28
Diámetro barras	F_y [Mpa]
25	432
22	453
12	534

3.1.1.10 Conexión N° 10: Conexión soldada mediante placa y ángulos.

Esta conexión, se diseñó con el fin de ser comparada con otra conexión similar cuya rotula plástica fue reubicada. El estudio fue llevado a cabo por Ochs y Ehsani (ref. 6), con la colaboración del *Precast Concrete Institute* y la Universidad de Arizona.

Esta conexión corresponde al mismo set de ensayos de conexiones soldadas que la anterior, por lo que las dimensiones son las mismas y los refuerzos son similares. La columna se diseñó de 406x406 mm² y una altura de 3,05m. Sus refuerzos corresponden a 8 barras de 25mm y ramas de armadura transversal de barras de 12mm espaciadas 76mm en la conexión y espaciadas 102mm fuera de esta. Las vigas tienen una sección de 356x610mm² con un largo de 1,32m y estribos de barras de 12mm espaciado 102mm para toda la viga. Todas las vigas tienen refuerzos de tensión y compresión iguales.

En la columna se embebió un perfil T para la conexión en la parte superior. Para la parte inferior una placa plana de acero se colocó extendiéndose más allá de la cara de la columna proporcionando así un asiento para la viga.

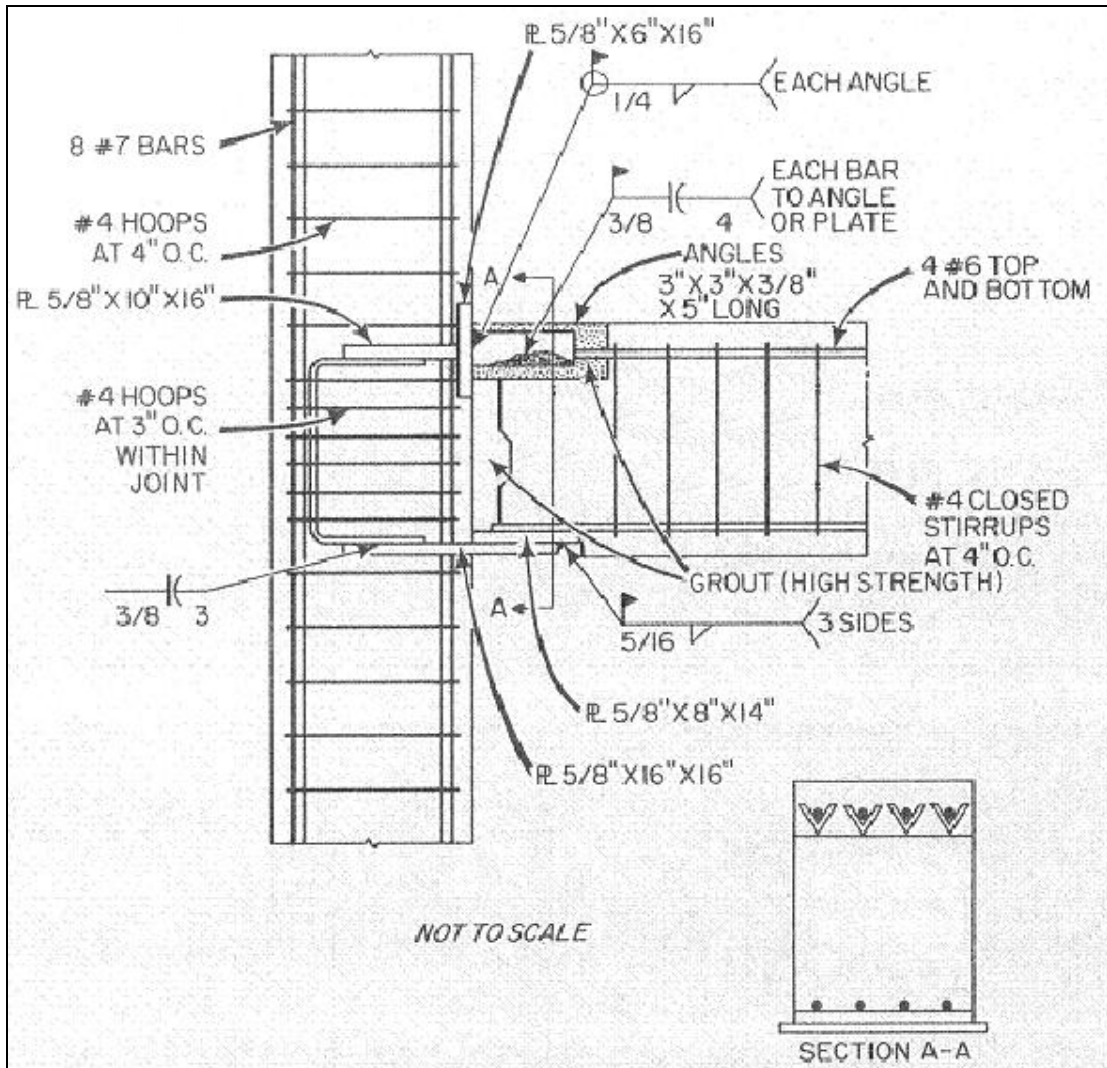
Cada una de las barras de refuerzo superior fue soldada a perfiles ángulo con soldadura (flare bevel) de 10mm y un largo de 102mm por ambos lados del refuerzo. Los ángulos después fueron soldados al perfil T con soldadura de filete de 6mm por todo el contorno. Luego toda esa área es rellenada con grout.

En la parte inferior las barras de refuerzo fueron soldadas a una placa rectangular de acero que después fue soldada a la placa de la columna con soldadura filete de 8mm.

Por la poca disponibilidad de barras de refuerzo soldables de gran tamaño, el refuerzo principal de la viga es compuesta por barras 18mm.

Todo el hormigón utilizado posee una capacidad de compresión ultima de $f_c' = 28 \text{ Mpa}$.

Figura nº 13: Conexión soldada mediante placa y ángulos.



PCI Journal vol. 38 nº 5, 1993 "Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Siesmic Regions" (ref. 7)

NOTA: 1 pulgada = 25,4 mm.

Tabla XXVIII: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	1320
Alto	610
Ancho	356
a/h	2,2
Columna prefabricada [mm]	
Alto	3050
Espesor	406
Ancho	406

Tabla XXIX: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	Nº barras	Diámetro barras
Superior	4	18mm
Inferior	4	18mm
Transversal		12mm @102
Refuerzos de la Columna		
Disposición	Nº barras	Diámetro barras
Longitudinal	8	25mm
Transversal		12mm @76

Tabla XXX: Materiales

Compresión a 28 días	fc' [Mpa]
Hormigón	28
Diámetro barras	fy [Mpa]
25	432
22	453
18	476
12	534

3.1.2 Conexiones fuertes

Las conexiones fuertes son aquellas que se mantienen dentro del rango elástico frente a sollicitaciones sísmicas. Para esto, las rótulas plásticas se deben diseñar alejadas de la conexión. Como esta conexión no debe fluir ni deslizarse, su fuerza de diseño debe ser mayor que la de las conexiones monolíticas, lo que por lo general significa un mayor costo.

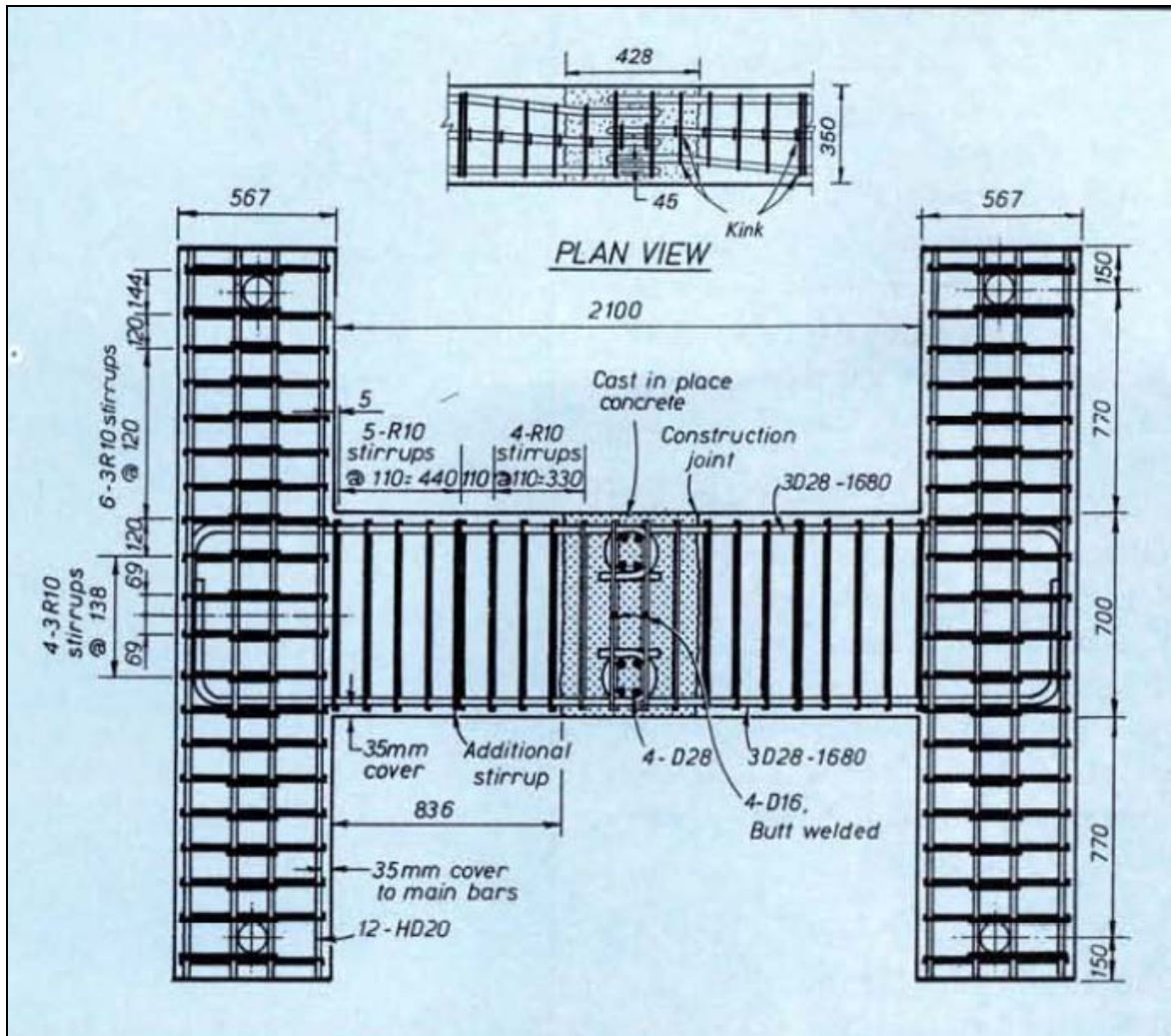
3.1.2.1 Conexión N° 11: Conexión a mitad de la luz con ganchos en 180°.

Esta conexión, fue ensayada en la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda por Restrepo, Park y Buchanan (ref. 5). La conexión se diseñó en base a la estructura más común de marcos prefabricados en dicho país, que usualmente tiene entre 9 y 25 pisos de altura.

La conexión consiste en ganchos de 180° que, dadas las dimensiones utilizadas en el ensayo, estaban superpuestos a partir de 1,46 veces la altura de la viga a partir de la cara de la columna. Cuatro barras cortas del mismo diámetro del refuerzo longitudinal, son colocadas en contacto con el interior de los ganchos en forma transversal, dando así el anclaje entre estos. Posteriormente, la región es completada con hormigón en sitio. Los recubrimientos utilizados, tanto para la viga, como la columna, son de 35mm.

La razón luz/altura de viga es igual a 3 que es el valor más bajo encontrado en la práctica en marcos perimetrales de forma de desarrollar los máximos cortes en la viga. Los estribos en esta región, son capaces de transferir a la columna el corte máximo asociado con la flexión de los esfuerzos producidos en la rótula plástica.

Figura nº 14: Conexión a mitad de la luz con ganchos en 180°.



PCI Journal vol. 40 nº4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

Cuando se espera que la rótula plástica ocurra en la cara de la columna versiones anteriores de la norma ACI 318 recomendaban que la zona de empalme ocurriera a $2d$ de la cara de la columna (donde "d" es la altura de viga). Debido a esto la viga debería tener una luz de al menos $4d+ls$ donde ls es el largo de empalme de las barras de refuerzo. En esta conexión no se cumple el requisito anterior. Pero luego de ensayos como este, se demostró que la zona de empalme podía estar aún más cerca, por lo que la norma hoy en día permite que los refuerzos empalmen a una distancia $h/2$ (h, altura de la viga) de la cara de la columna. Este último requisito, sí es cumplido en este espécimen.

Tabla XXXI: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	2100
Alto	700
Ancho	350
a/h	3
Columna prefabricada [mm]	
Alto	2240
Sección	567

Tabla XXXII: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	Nº barras	Diámetro barras
Superior	3	28 mm
Inferior	3	28 mm
Transversal		10 mm
Refuerzos de la Columna		
Disposición	Nº barras	Diámetro barras
Longitudinal	12	20 mm
Transversal		10mm @120
Trans. región conexión		10mm @138

Tabla XXXIII: Materiales

Compresión a 28 días	fc' [Mpa]
Hormigón	30
Grout	63
Diámetro barras	Fy [Mpa]
10	356
16	298
20	456
28	313

3.1.2.2 Conexión N° 12: Conexión a mitad de la luz con ganchos en 90°.

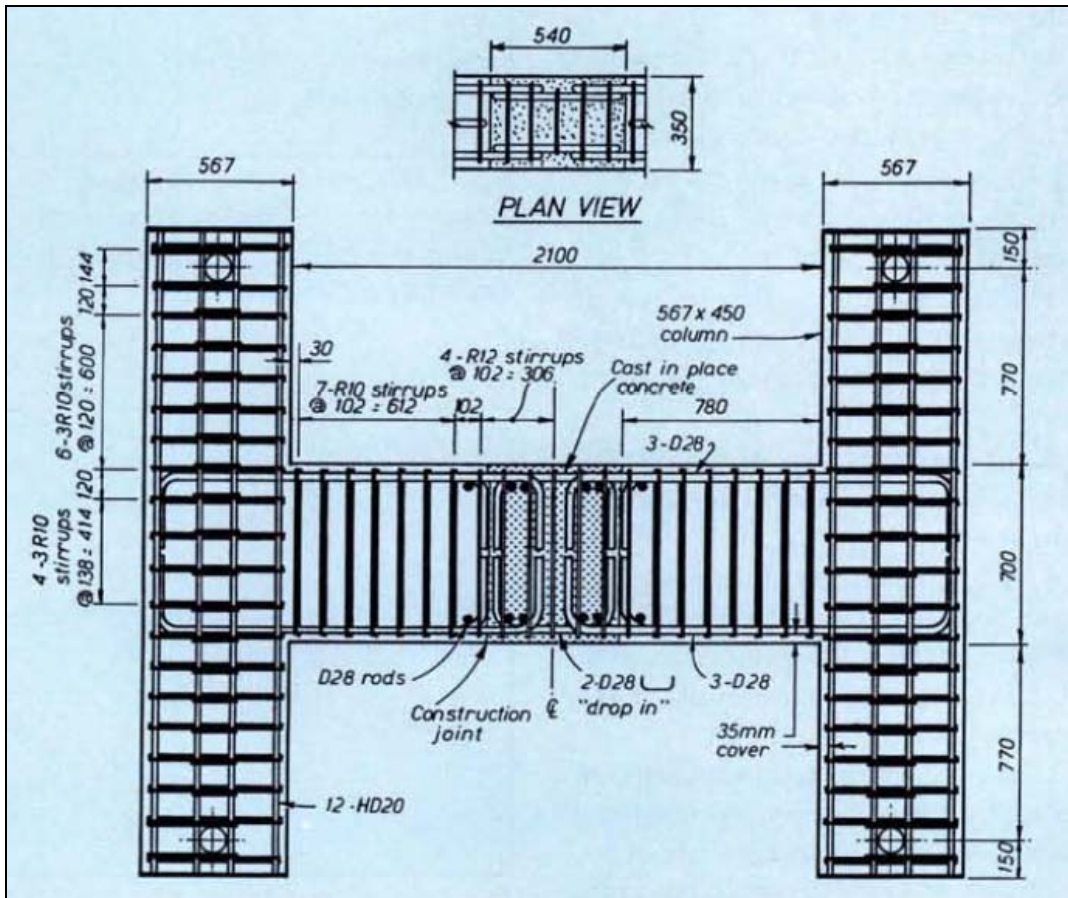
Esta conexión, fue ensayada en la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda por Restrepo, Park y Buchanan (ref. 5). La conexión se diseñó en base a la estructura más común de marcos prefabricados en dicho país, que usualmente tiene entre 9 y 25 pisos de altura.

La conexión consiste en ganchos de 90° traslapados mediante barras en forma de U a partir de 1,23 veces la altura de la viga desde la cara de la columna. Barras transversales en contacto con la parte interna de los ganchos y las barras en U son colocadas para dar el anclaje entre estos. Dos tercios de las barras longitudinales son dispuestas en forma de ganchos en el empalme, el otro tercio termina antes de entrar a la zona de conexión. Los recubrimientos utilizados en todos los elementos son de 35mm.

Al igual que la unidad anterior, se construyó el modelo con un radio luz/altura de viga de 3 para desarrollar altos cortes. De la misma forma, es cumplido el requisito de la distancia mínima desde la cara de la columna hasta la zona de empalme de los refuerzos.

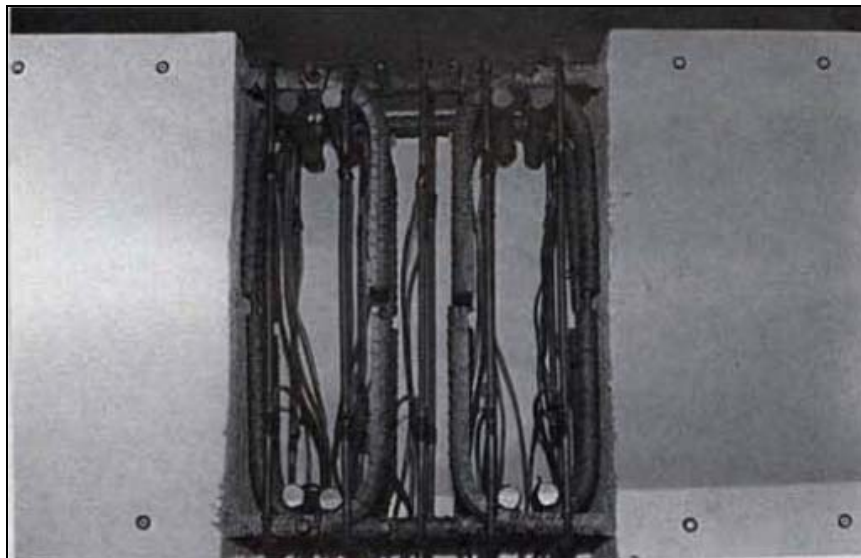
Los 5 estribos de la región de la conexión son capaces de transferir un 80% del corte máximo asociado a los sobreesfuerzos de flexión de la rótula plástica.

Figura n° 15: Conexión a mitad de la luz con ganchos en 90°.



PCI Journal vol. 40 n°4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

Foto n° 6: Conexión a mitad de la luz con ganchos en 90°.



PCI Journal vol. 40 n°4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

Tabla XXXIV: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	2100
Alto	700
Ancho	350
a/h	3
Columna prefabricada [mm]	
Alto	2240
seccion	567

Tabla XXXV: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	Nº barras	Diámetro barras
Superior	3	28 mm
Inferior	3	28 mm
Transversal		
Zona conexión	12mm @102	
Zona prefabricada	10mm @102	
Refuerzos de la Columna		
Disposición	Nº barras	Diámetro barras
Longitudinal	12	20 mm
Transversal		10mm @120
Trans. región conexión		10mm @138

Tabla XXXVI: Materiales

Compresión a 28 días	fc' [Mpa]
Hormigón	30
Grout	63
Diámetro barras	Fy [Mpa]
10	356
12	324
20	456
28	313

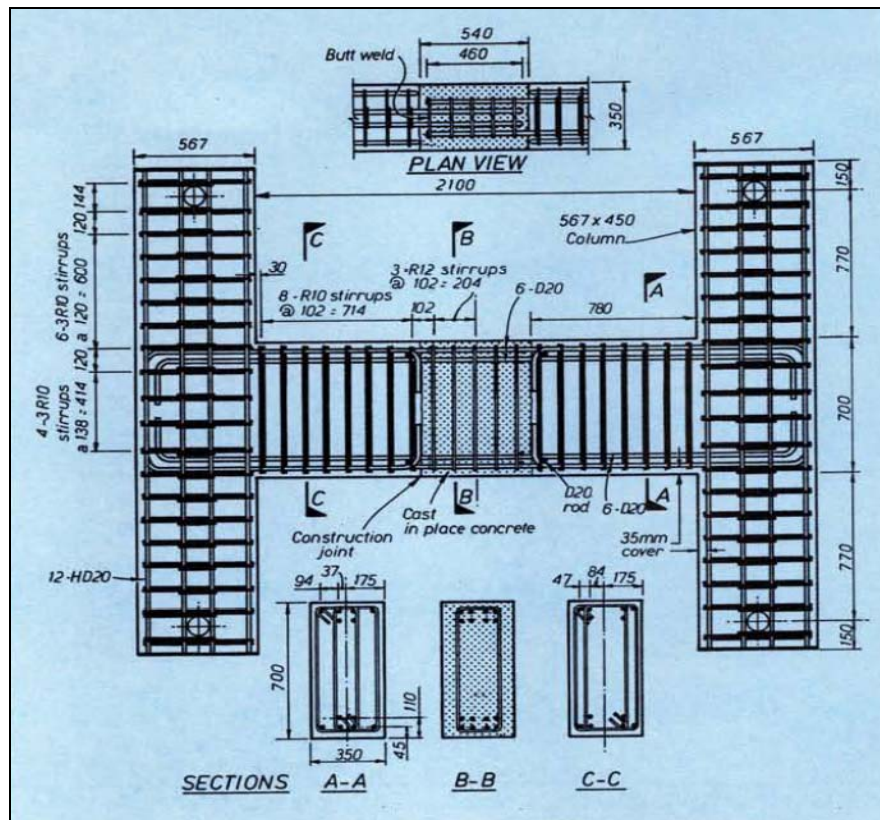
3.1.2.3 Conexión N° 13: Conexión a mitad de luz con barras de empalme rectas.

Esta conexión, fue ensayada en la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda por Restrepo, Park y Buchanan (ref. 5). La conexión se diseñó en base a la estructura más común de marcos prefabricados en dicho país, que usualmente tiene entre 9 y 25 pisos de altura.

La conexión consiste en barras rectas sin contacto, traslapadas desde $1,27d$ de la cara de la columna (donde “d” es la altura de viga). Solo la mitad de las barras de refuerzo longitudinal entran en la región de conexión cuyo largo de anclaje corresponde a $23 db$ (donde db diámetro de barra) cumpliendo así lo que indica la norma ACI 318. Los recubrimientos utilizados tanto para la viga como la columna son de 35mm.

Esta conexión se realizó con un radio luz/altura de viga de 3 para desarrollar altos cortes y al igual que en las conexiones anteriores, se satisface, el requerimiento de distancia mínima, desde la cara de la columna para desarrollar los empalmes de refuerzo longitudinal.

Figura n° 16: Conexión a mitad de luz con barras de empalme rectas.



PCI Journal vol. 40 n°4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

Tabla XXXVII: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	2100
Alto	700
Ancho	350
a/h	3
Columna prefabricada [mm]	
Alto	2240
seccion	567

Tabla XXXVIII: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	Nº barras	Diámetro barras
Superior	6	20 mm
Inferior	6	20 mm
Transversal		
Zona conexión	12mm @102	
Zona prefabricada	10mm @102	
Refuerzos de la Columna		
Disposición	Nº barras	Diámetro barras
Longitudinal	12	20 mm
Transversal		10mm @120
Trans. región conexión		10mm @138

Tabla XXXIX: Materiales

Compresión a 28 días	fc' [Mpa]
Hormigón	30
Grout	63
Diámetro barras	fy [Mpa]
10	356
12	324
HD 20	456
D 20	307

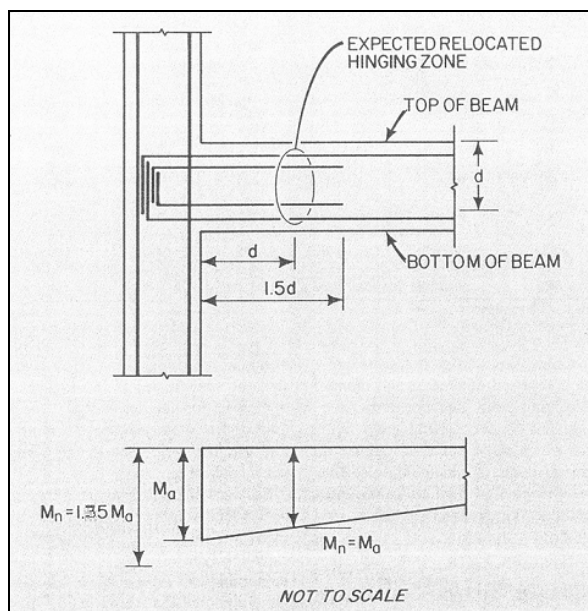
3.1.2.4 Conexión N° 14: Conexión fuerte de perfiles ángulo soldados.

Esta conexión, se diseñó en un set de ensayos que pretendía comparar conexiones materializadas de una misma forma pero que en uno de los especímenes la rótula plástica había sido reubicada. El estudio fue llevado a cabo por Ochs y Ehsani (ref. 6), con la colaboración del *Precast Concrete Institute* y la Universidad de Arizona.

La columna se diseñó de 406x406mm y una altura de 3,05m. Sus refuerzos corresponden a 8 barras de 25mm y ramas de armadura transversal de barras de 12mm espaciadas 76mm en la conexión y espaciadas 102mm fuera de esta. Las vigas tienen una sección de 356x610mm² con un largo de 1,32m y estribos de barras de 12mm espaciado 102mm para toda la viga. Todas las vigas tienen refuerzos de tensión y compresión iguales.

La rótula plástica se reubicó a una distancia igual al fondo de la viga efectiva medida desde la cara de la columna, en este caso son 533mm. Para esto se agregaron refuerzos adicionales en los extremos de la viga extendiéndose estos 1,5 veces la profundidad de la viga y correspondientes a un 35% del refuerzo de tensión o compresión.

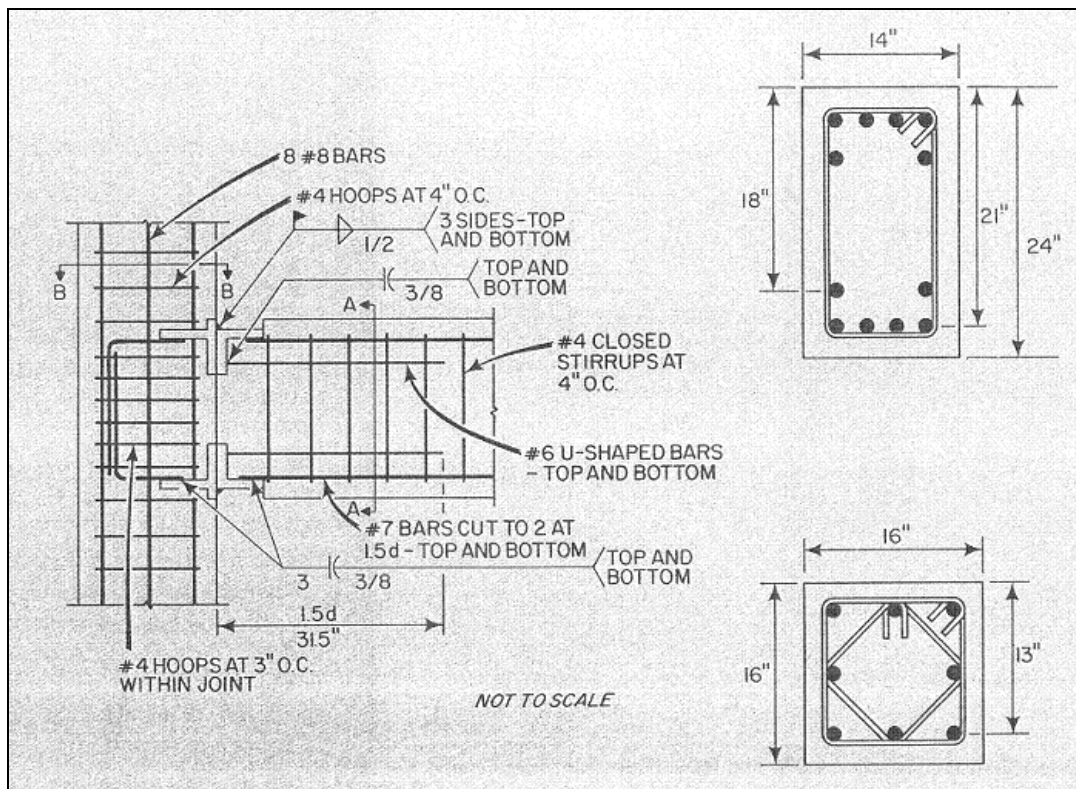
Figura n° 17: Refuerzos intermedios



PCI Journal vol. 38 n° 5, 1993 "Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Siesmic Regions" (ref. 7)

La conexión consiste en 2 perfiles T embebidos a la columna con perforaciones que permiten el paso del refuerzo longitudinal de la columna. 4 barras de 22mm en forma de gancho de 90° son soldadas a los perfiles T para dar anclaje. El extremo de la viga incluye 2 perfiles ángulo en que el refuerzo longitudinal es soldado con soldadura (flare bevel) de 10mm de 76mm de largo a ambos lados del refuerzo.

Figura nº 18: Conexión fuerte de perfiles ángulo soldados.



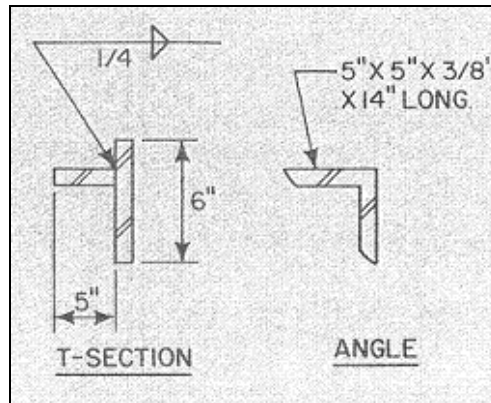
PCI Journal vol. 38 nº 5, 1993 "Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Siesmic Regions" (ref. 7)

NOTA: 1 pulgada = 25,4 mm.

El refuerzo intermedio antes mencionado para reubicar la rótula, es proporcionado por barras de 18mm en forma de U. Cada barra es puesta horizontalmente y su base es soldada a los perfiles ángulo con soldadura (flare bevel) de 10mm a lo largo de toda la base.

Luego los ángulos son soldados a las secciones T con soldadura filete de 13mm a todo lo ancho de la viga completando así la conexión.

Figura nº 19: Perfiles ángulo



PCI Journal vol. 38 nº 5, 1993 "Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Siesmic Regions" (ref. 7)

Tabla XL: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	1320
Alto	610
Ancho	356
a/h	2,2
Columna prefabricada [mm]	
Alto	3050
Espesor	406
Ancho	406

Tabla XLI: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	Nº barras	Diámetro barras
Superior	4	22mm
Inter superior	1 en forma de U	18mm
Inter inferior	1 en forma de U	18mm
Inferior	4	22mm
Transversal		12mm @102
Refuerzos de la Columna		
Disposición	Nº barras	Diámetro barras
Longitudinal	8	25mm
Transversal		12mm @76

TablaXLIII: Materiales

Compresión a 28 días	fc' [Mpa]
Hormigón	28
Diámetro barras	Fy [Mpa]
25	432
22	453
18	476
12	534

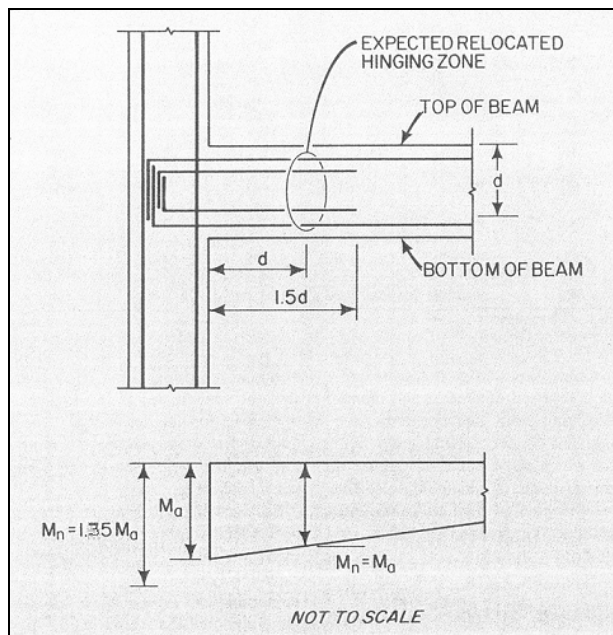
3.1.2.5 Conexión N° 15: Conexión fuerte soldada mediante placa y ángulos.

Esta conexión, se diseñó en un set de ensayos que pretendía comparar conexiones materializadas de una misma forma pero que en uno de los especímenes la rótula plástica había sido reubicada. El estudio fue llevado a cabo por Ochs y Ehsani (ref. 6), con la colaboración del *Precast Concrete Institute* y la Universidad de Arizona.

Esta conexión corresponde al mismo set de ensayos de conexiones soldadas que la anterior, por lo que las dimensiones son las mismas y los refuerzos son similares. La columna se diseñó de $406 \times 406 \text{mm}^2$ y una altura de 3,05m. Sus refuerzos corresponden a 8 barras de 25mm y ramas de armadura transversal de barras de 12mm espaciadas 76mm en la conexión y espaciadas 102mm fuera de esta. Las vigas tienen una sección de $356 \times 610 \text{mm}^2$ con un largo de 1,32m y estribos de barras de 12mm espaciado 102mm para toda la viga. Todas las vigas tienen refuerzos de tensión y compresión iguales.

La rótula plástica se reubicó a una distancia igual al fondo de la viga efectiva medida desde la cara de la columna, en este caso son 533mm. Para esto se agregaron refuerzos adicionales en los extremos de la viga extendiéndose estos 1,5 veces la profundidad de la viga y correspondientes a un 35% del refuerzo de tensión o compresión.

Figura n° 20: Refuerzos intermedios



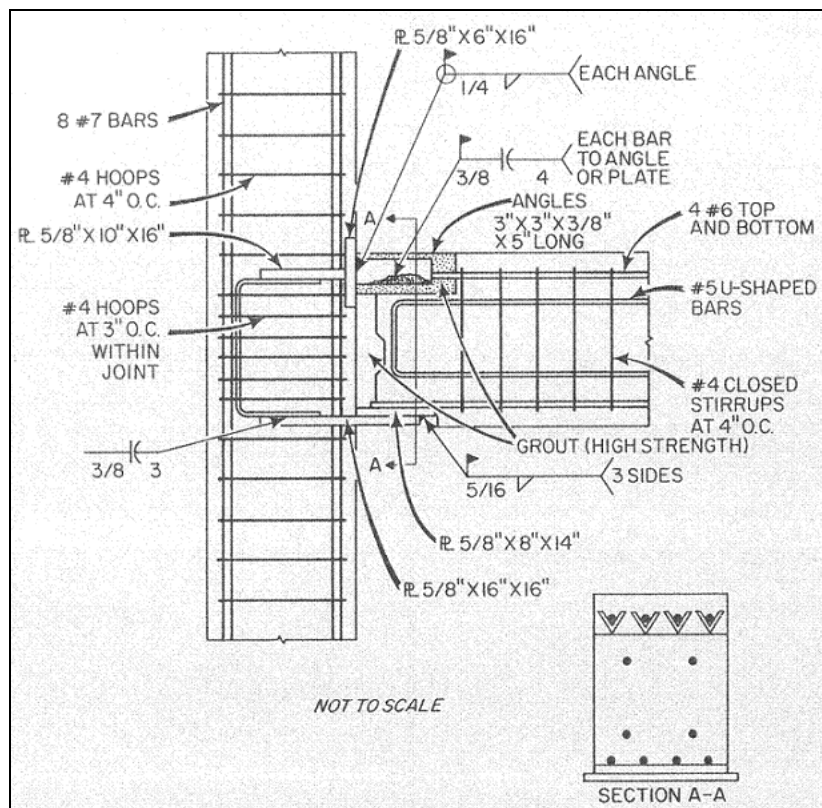
PCI Journal vol. 38 n° 5, 1993 "Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Siesmic Regions" (ref. 7)

En la columna se embebió un perfil T para la conexión en la parte superior. Para la parte inferior una placa plana de acero se colocó extendiéndose más allá de la cara de la columna proporcionando así un asiento para la viga.

Cada una de las barras de refuerzo superior fue soldada a perfiles ángulo con soldadura (flare bevel) de 10mm y un largo de 102mm por ambos lados del refuerzo. Los ángulos después fueron soldados al perfil T con soldadura de filete de 6mm por todo el contorno. Luego toda esa área es rellenada con grout. En la parte inferior las barras de refuerzo fueron soldadas a una placa rectangular de acero que después fue soldada a la placa de la columna con soldadura filete de 8mm.

Por la poca disponibilidad de barras de refuerzo soldables de gran tamaño, el refuerzo principal de la viga es compuesta por barras 18mm y 16mm. El refuerzo intermedio se da por barras en forma de U colocadas verticalmente, es decir una pierna de la U esta en tensión y la otra en compresión. Todo el hormigón utilizado posee una capacidad de compresión ultima de $f_c' = 28 \text{ Mpa}$.

Figura n° 21: Conexión fuerte soldada mediante placa y ángulos.



PCI Journal vol. 38 n° 5, 1993 "Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Siesmic Regions" (ref. 7)

Tabla XLIII: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	1320
Alto	610
Ancho	356
a/h	2,2
Columna prefabricada [mm]	
Alto	3050
Espesor	406
Ancho	406

Tabla XLIV: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	Nº barras	Diámetro barras
Superior	4	18mm
Inter superior	1 en forma de U	16mm
Inter inferior	1 en forma de U	16mm
Inferior	4	18mm
Transversal		12mm @102
Refuerzos de la Columna		
Disposición	Nº barras	Diámetro barras
Longitudinal	8	25mm
Transversal		12mm @76

Tabla XLV: Materiales

Compresión a 28 días	fc' [Mpa]
Hormigón	28
Diámetro barras	fy [Mpa]
25	432
18	476
16	498
12	534

3.2 Juntas que no emulan a las monolíticas.

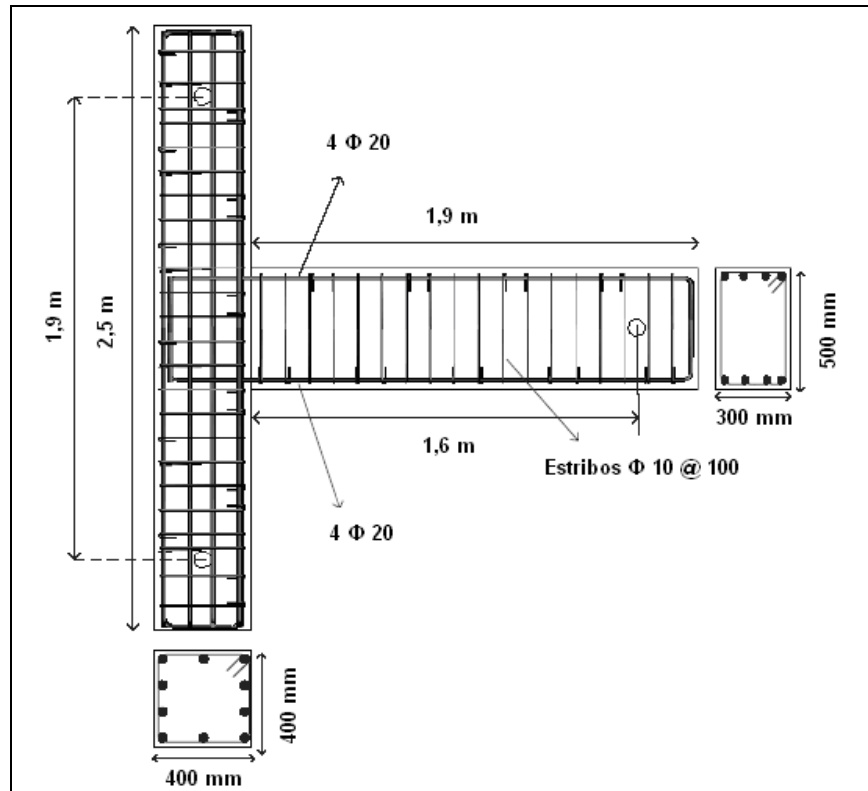
3.2.1 Conexión Nº 16: Post-tensada con refuerzo contribuyente en un 30% de flexión

Esta conexión post-tensada, la desarrollaron Ertas y Ozden (ref. 14) en Turquía, como continuación del estudio realizado previamente a conexiones de elementos prefabricados de hormigón.

Este tipo de conexión es consecuencia de ensayos realizados a distintas probetas, donde se mantuvo la misma tensión en el cable y se varió la cantidad de acero de refuerzo en la conexión.

Las unidades ensayadas se hicieron aproximadamente en escala 1:2. La columna tenía una sección cuadrada de lado 400mm y un largo de 1,9m y la viga tenía una sección de 300x 500mm² con un largo de 1,6m. En la figura nº 22 se muestran las dimensiones y algunos detalles de las armaduras utilizadas.

Figura nº 22: dimensiones del espécimen

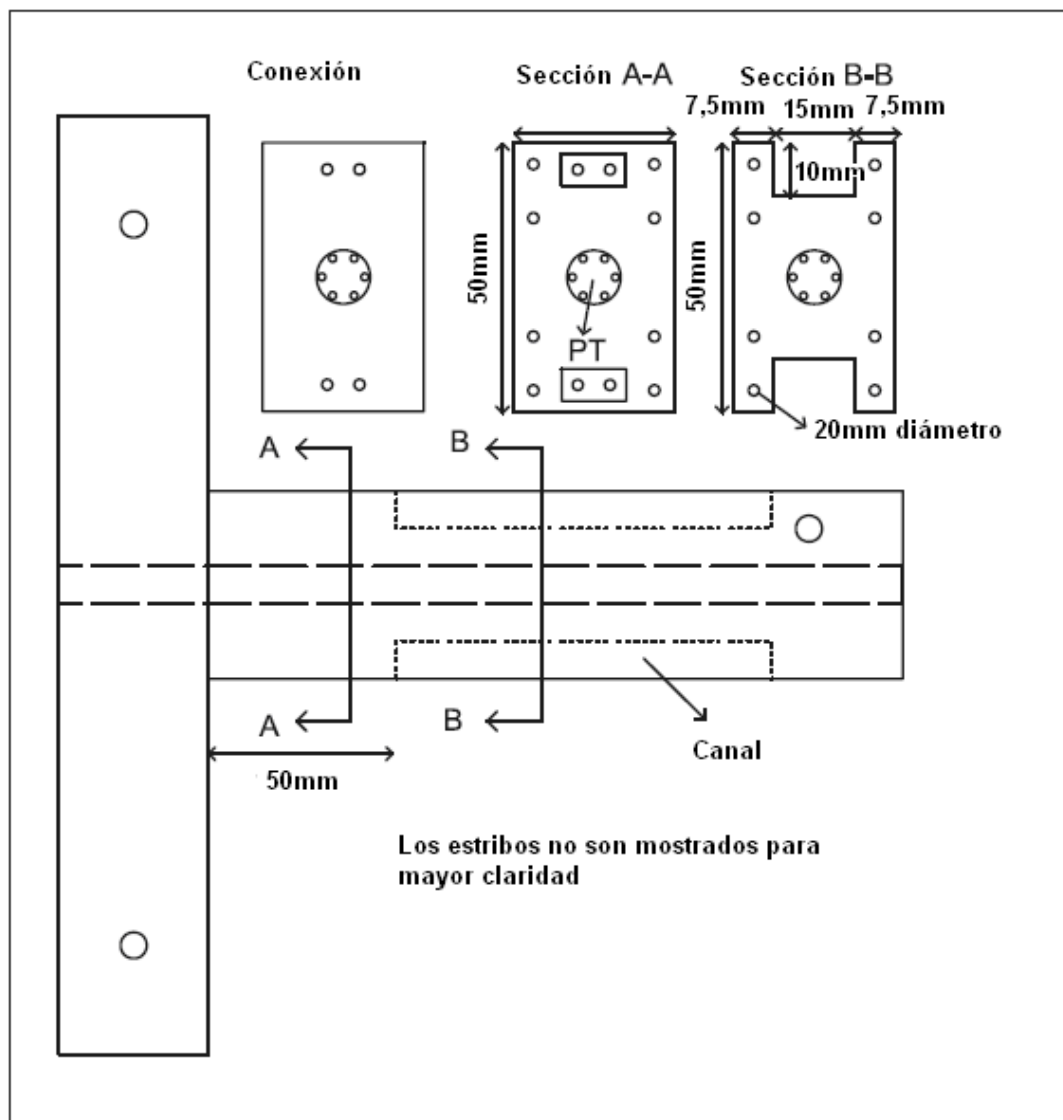


PCI Journal "Behavior of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Connections with Different Percentages of Mild Steel Reinforcement" (ref. 15)

La viga prefabricada poseía un canal en su parte superior e inferior (figura nº 23) para permitir la instalación del acero de refuerzo en la conexión. Este canal tenía un largo de 1000mm con una sección de 150x100 mm². Además se colocó un tubo de PVC de 100mm de diámetro en el centro de la viga para instalar el cable tensado.

La armadura longitudinal de la viga estaba compuesta por cuatro barras de 20mm de diámetro colocadas arriba y abajo de la viga prefabricada.

Figura nº 23: Post-tensada con refuerzo contribuyente en un 30% de flexión



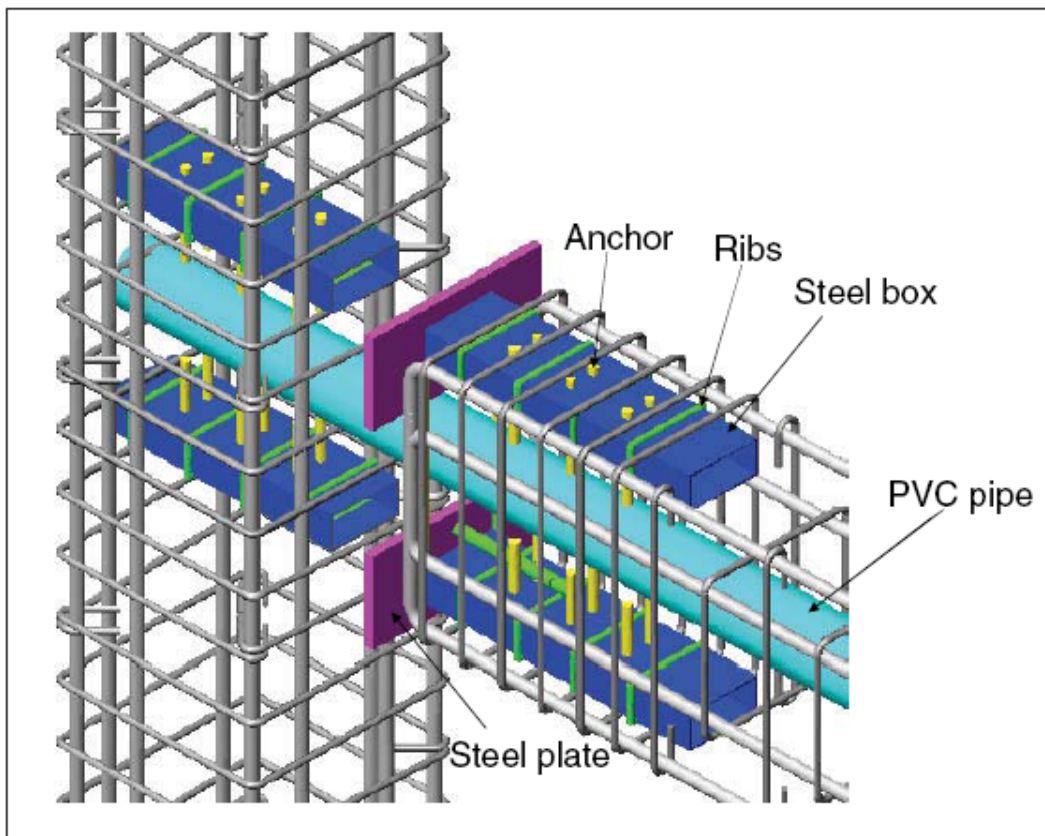
PCI Journal "Behavior of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Connections with Different Percentages of Mild Steel Reinforcement" (ref. 15)

A los miembros prefabricados (tanto vigas como columnas), se les instaló cajas rectangulares de acero (figura nº 24). Estas fueron usadas para compensar errores potenciales en las tolerancias y para reservar espacio a las barras de refuerzo. Las cajas eran de 500mm de largo con sección de 120x60mm² y fueron colocadas en el mismo eje en viga y columna. Para evitar deslizamiento de las cajas se les soldó barras alrededor en forma de costillas, además de barras que atravesaban la caja para evitar deslizamiento del grout dentro de la caja.

Se soldaron placas de acero arriba y debajo de la columna en las cajas en forma de golilla para evitar el aplastamiento del concreto de la cara conectada. Estas placas estaban conectadas la una a la otra mediante 2 barras de 10mm soldada a las placas.

En la región final de la viga se colocaron los estribos a 70mm.

Figura nº 24: Post-tensada con refuerzo contribuyente en un 30% de flexión



PCI Journal "Behavior of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Connections with Different Percentages of Mild Steel Reinforcement" (ref. 15)

Inicialmente el espacio de 15mm entre viga y columna fue relleno con un grout autonivelante y sin encogimiento con una resistencia a la compresión de 60Mpa. Después de 24hrs de curado del grout se colocó las barras de refuerzo a través de las cajas de acero. Luego se rellenaron las cajas con el mismo grout. A continuación un cable de 13mm de diámetro con esfuerzo ultimo de 1860Mpa se colocó en el centro de la viga y se post-tenso. El largo no anclado de los cables era aproximadamente de 2,7m.

La conexión se realizó mediante 6 cables de 13mm colocados en el centro de la viga con un esfuerzo de post-tensionado del 40% del esfuerzo último. Esta fuerza resulta ser una tensión de 3Mpa en la interfase viga-columna. Además se colocó una barra de 20mm de refuerzo superior e inferior a través de las cajas de acero para contribuir a la resistencia a la flexión. Su recubrimiento fue de 62mm y el largo no anclado de 80mm (4 veces el diámetro).

Las dimensiones, refuerzos y hormigón aparecen detallados en las siguientes tablas.

Tabla XLVI: Dimensiones

Viga prefabricada [mm]	
Largo	1600
Alto	500
Ancho	300
a/h	3,2
Columna prefabricada [mm]	
Alto	1900
seccion	400

Tabla XLVII: Refuerzos

Refuerzos de la Viga		
Ubicación	Nº barras	Diámetro barras
sup	4	20 mm
inf	4	20 mm
Transversal	a 100 mm	10 mm
Cuantía, ρ		2%
Refuerzos de la Columna		
Disposición	Nº barras	Diámetro barras
Longitudinal	10	20 mm
Transversal	a 100 mm	10 mm

Tabla XLVIII: Materiales

Esfuerzos compresión		
Hormigón	fc' [Mpa]=	52
Grout	fc' [Mpa]=	60
Diámetro barras	fy [Mpa]	fu [Mpa]
20	472	574
10	50	560

Foto nº 7



PCI Journal "Behavior of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Connections with Different Percentages of Mild Steel Reinforcement" (ref. 15)

CAPÍTULO IV

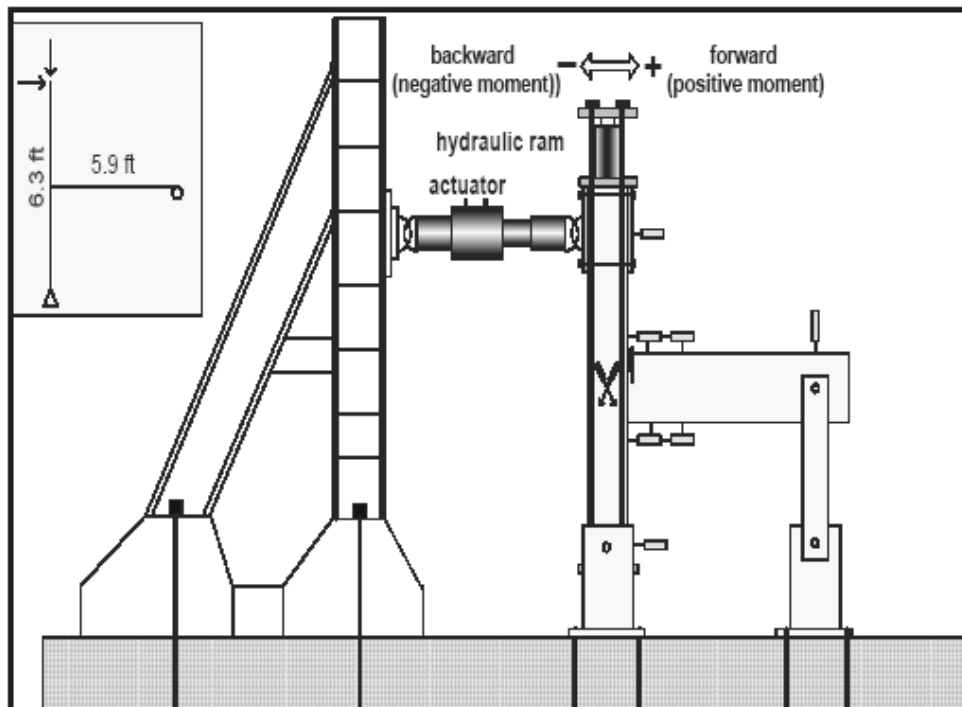
INFORMACIÓN EXPERIMENTAL

En este capítulo, se muestra la información experimental de las conexiones detalladas anteriormente, de forma de respaldar su correcto funcionamiento y conocer los principales problemas de cada una de ellas. Además se muestran las principales observaciones rescatadas de los *papers* que muestran dichos ensayos.

Algunos de los ensayos son realizados según la norma ACI T1.1: “Criterio de Aceptación para Marcos Resistentes a Momento Basado en Ensayos Estructurales” que muestra los requerimientos que una conexión debe satisfacer en forma experimental para que sea válida a utilizar y aceptada por la norma de construcción ACI 318-05, se indicará, previo a los resultados de las conexiones, si el procedimiento seguido fue distinto.

El montaje típico usado es el que aparece en la figura nº 25.

Figura nº 25: Montaje típico de ensayos



PCI Journal "Behavior of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Connections with Different Percentages of Mild Steel Reinforcement" (ref. 15)

Donde la columna esta simplemente apoyada en su base y en su parte superior esta libre al movimiento y rotación. La viga también es simplemente apoyada en su extremo. La columna es cargada en forma axial con aproximadamente un 10% de su capacidad a la compresión mediante un gato hidráulico. El desplazamiento lateral es aumentado gradualmente para obtener el drift predeterminado. Una serie de lectores son montados de forma de registrar el drift, la rotación en la conexión, el agrietamiento y deformaciones de corte. Algunos ensayos no tienen exactamente el mismo montaje y/o no aplican carga axial a la columna, pero son de tal forma que los resultados extraídos sean los mismos.

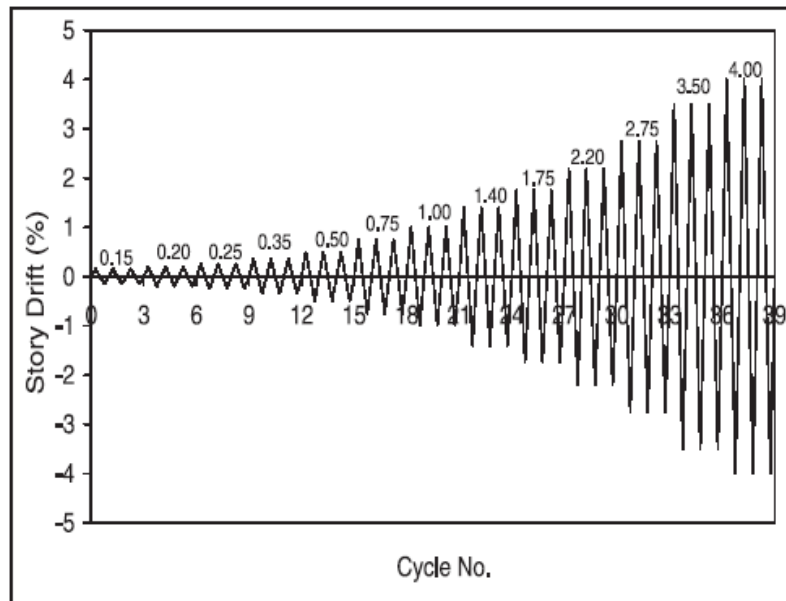
El desplazamiento lateral de la parte superior de la columna (Δ_{cnet}) es calculado restando el desplazamiento lateral a la altura del apoyo (Δ_{cb}) y el desplazamiento vertical de la columna (Δ_{bv}), que deberían ser cero bajo condiciones ideales, al desplazamiento lateral registrado en la parte superior de la columna mediante dos lectores (Δ_{ct}). De esta forma se va calculando el desplazamiento piso a piso a través de la ecuación (1):

$$\Delta_{cnet} = \Delta_{ct} - \Delta_{cb} - (\beta \otimes \Delta_{bc}) \quad (1)$$

Donde β es el radio de compatibilidad geométrica que depende de las dimensiones del espécimen ensayado.

La figura nº 26 muestra los desplazamientos cíclicos reversibles que debe seguir el ensayo. Los primeros ciclos (0,15% y 0,20%) son en el rango elástico. Se aplican tres ciclos con desplazamientos en ambos sentidos a cada nivel de drift.

Figura n° 26: ciclos de desplazamientos



PCI Journal “Behavior of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Connections with Different Percentages of Mild Steel Reinforcement” (ref. 15)

Los ensayos se realizan hasta drift de 4% y solo en casos en que la conexión falle principalmente por rotura de las barras a flexión, se finaliza antes.

En las conexiones en que no se haya seguido este procedimiento, se indicará cuales fueron los pasos utilizados para ensayar dicha conexión.

4.1 Emulación Monolítica

4.1.1 Conexiones Dúctiles

4.1.1.1 Conexión N° 1: Conexión con hormigón en sitio en zona viga-columna.

El ensayo de esta conexión se realizó en un montaje similar al mostrado en la figura n° 25, la única diferencia era que desde la columna salen vigas en 2 sentidos opuestos. Además los ciclos de desplazamientos fueron de la siguiente forma: los 2 primeros ciclos se controlaron para estar dentro del rango elástico con un desplazamiento de $0,75H_a$ en ambos sentidos, donde H_a es la capacidad de desplazamiento teórico. Luego se define el valor Δ_y , valor de la primera fluencia, como $1/0,75$ veces el promedio de los peaks de los primeros 2 ciclos. Con esto se realizan los siguientes ciclos en función de $\mu_\Delta = \Delta/\Delta_y$, con Δ como el desplazamiento lateral entre pisos. Los ciclos se realizaron de la siguiente forma: dos ciclos de $\mu_\Delta=2$, dos de $\mu_\Delta=4$, cuatro ciclos de $\mu_\Delta=6$, y si era posible ciclos de $\mu_\Delta=8$, todos en ambos sentidos.

Esta conexión presentó las primeras pérdidas de resistencia a drift cercanos a 3,5%. Las grietas principales aparecieron en la cara de la columna, con una rugosidad similar a las que ocurren en especímenes hechos en sitio. Ya en el segundo ciclo de $\mu_{\Delta}=4$ el deslizamiento entre las barras superiores y el hormigón que las rodea era considerable.

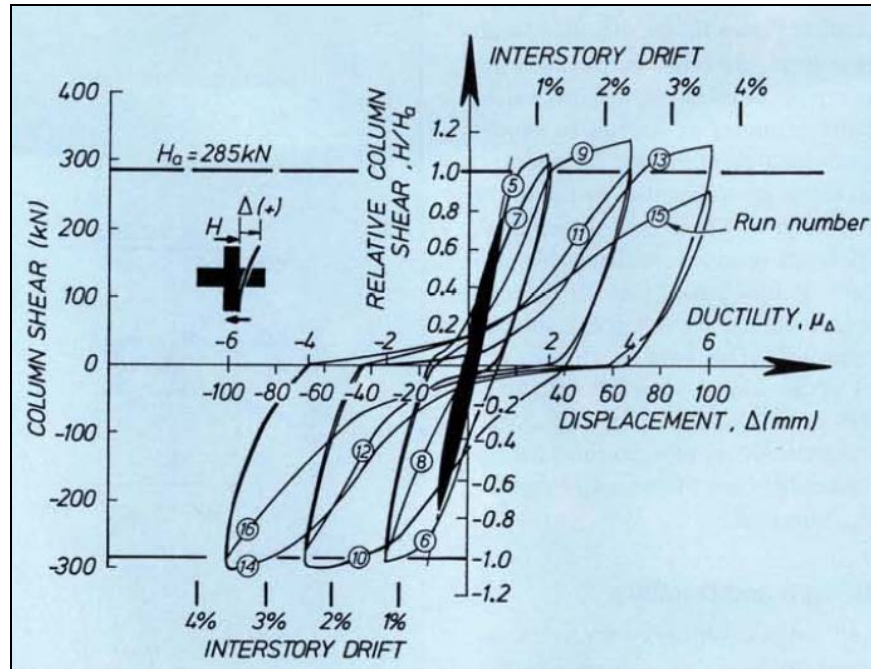
En general, esta conexión presentó un muy buen comportamiento y alcanzó un drift máximo antes de la falla de 4,4% bajo una carga del 80% del total registrado. Y un momento resistido de 330 kNm.

Su excelente comportamiento en términos de fuerza y ductilidad fue a pesar de que la sección crítica casi coincide con la unión entre el final de la viga prefabricada y el concreto hecho en sitio. La mala calidad del hormigón colocado en sitio en la región de conexión mostró asentamientos y exudación excesivos lo que significó un detrimento en el anclaje de las barras superiores. Esto contribuyó a tener altos drifts en el ciclo elástico y fallas en las barras superiores en etapas avanzadas del ensayo.

Además existió una gran reducción de la rigidez pudiendo alcanzar valores de hasta un 24% menor de lo calculado.

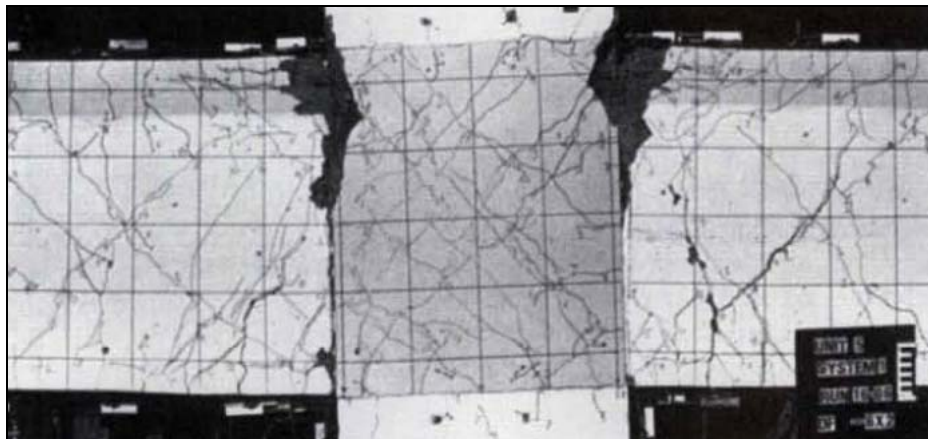
En el siguiente gráfico se observa la respuesta de la conexión.

Gráfico nº 1: resultados del ensayo



PCI Journal vol. 40 nº4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

Foto nº 8: resultados del ensayo



PCI Journal vol. 40 nº4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

4.1.1.2 Conexión N° 2: Conexión con viga que incorpora zona de viga-columna.

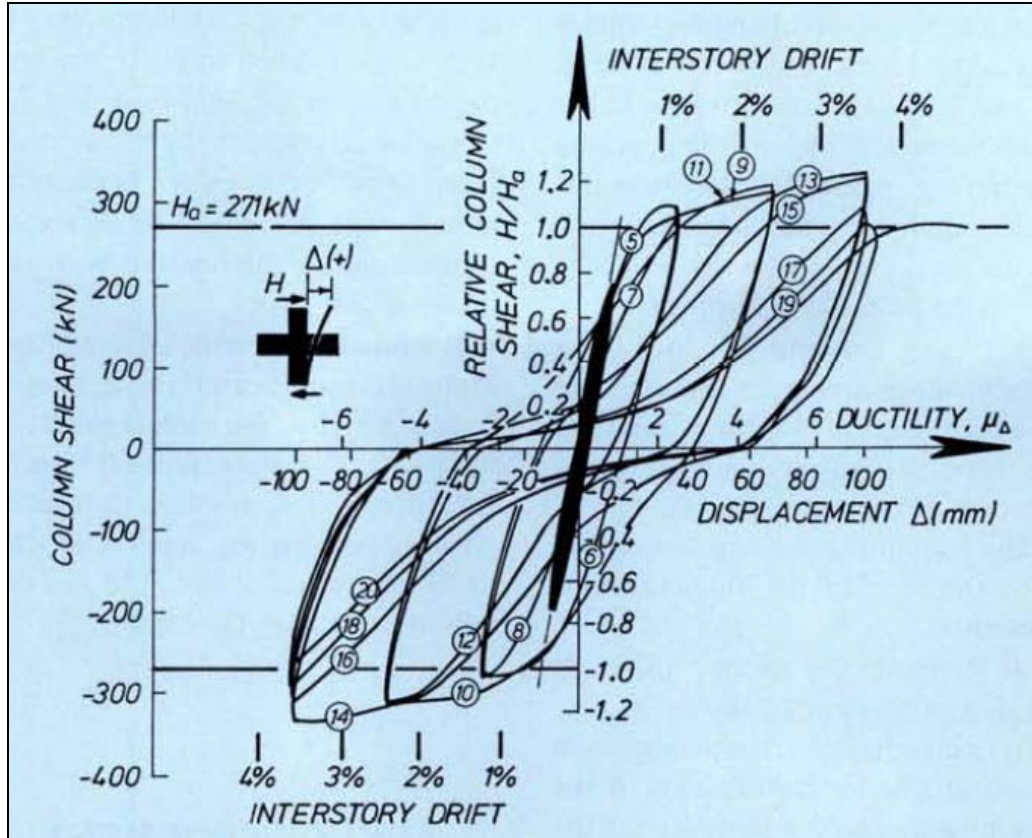
Esta conexión al igual que la anterior siguió un procedimiento levemente distinto en su ensayo. El ensayo de esta conexión se realizó en un montaje similar al mostrado en la figura n° 25, la única diferencia era que desde la columna salen vigas en 2 sentidos opuestos. Además los ciclos de desplazamientos fueron de la siguiente forma: los 2 primeros ciclos se controlaron para estar dentro del rango elástico con un desplazamiento de $0,75H_a$ en ambos sentidos, donde H_a es la capacidad de desplazamiento teórico. Luego se define el valor Δ_y , valor de la primera fluencia, como $1/0,75$ veces el promedio de los peaks de los primeros 2 ciclos. Con esto se realizan los siguientes ciclos en función de $\mu_\Delta = \Delta/\Delta_y$, con Δ como el desplazamiento lateral entre pisos. Los ciclos se realizaron de la siguiente forma: dos de $\mu_\Delta=2,4$, dos de $\mu_\Delta=4,9$, y cuatro ciclos de $\mu_\Delta=7,3$, todos en ambos sentidos.

La respuesta carga-desplazamiento de este espécimen fue bastante estable, con poca degradación de resistencia hasta drift de 3,5%. No se observaron efectos adversos de los ductos con grout o de la junta entre los elementos prefabricados. El comportamiento fue muy similar a un espécimen hecho en sitio.

Esta conexión alcanzó un drift de 3,7% a cargas del 80% del máximo registrado y resistió un momento de 314 kNm, teniendo un comportamiento realmente satisfactorio y sin grandes problemas salvo la gran reducción de rigidez entre lo teórico y lo experimentado en el ensayo, llegando hasta valores cercanos a un 24% menor de lo que se había calculado.

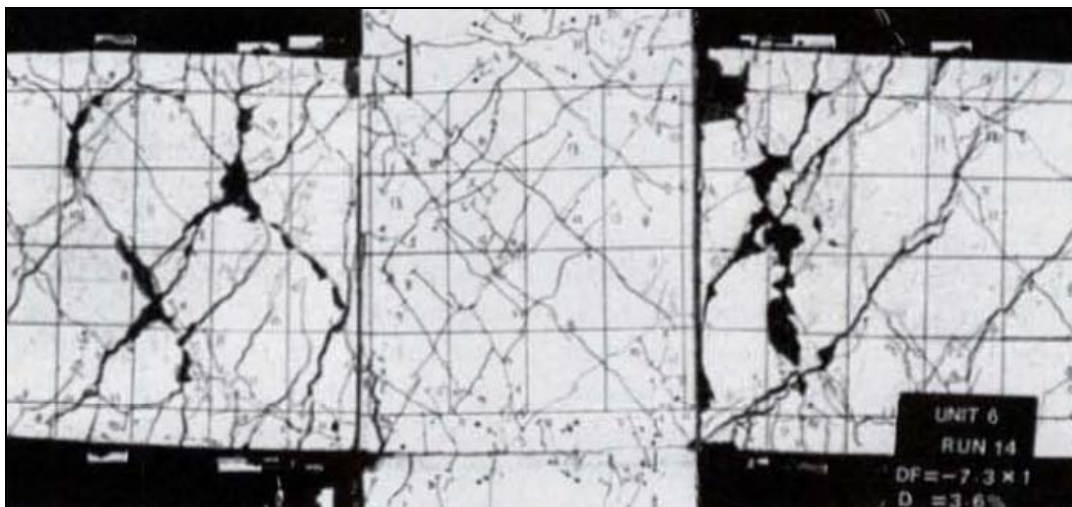
Esta conexión tuvo como resultado los datos del siguiente gráfico.

Gráfico nº 2: resultados del ensayo



PCI Journal vol. 40 nº4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

Foto nº 9: resultados del ensayo



PCI Journal vol. 40 nº4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

4.1.1.3 Conexión N° 3: Conexión en cuerpo de la columna.

El procedimiento de ensayo de esta conexión es el mostrado al inicio de este capítulo.

Las primeras grietas se desarrollaron en la interfase viga columna a partir de un drift de 0,25%. No se observaron grietas diagonales en la zona de conexión, lo que se le atribuye a la presencia de fibras de acero en el hormigón hecho en sitio. La mayoría de las grietas se concentraron en la viga en el extremo en contacto con la columna. El comportamiento fue similar al monolítico hasta drift de 2,75%, luego esta conexión presentó una degradación de resistencia un poco más acentuada, debido principalmente al aplastamiento del hormigón en la cara de la viga en contacto con la columna.

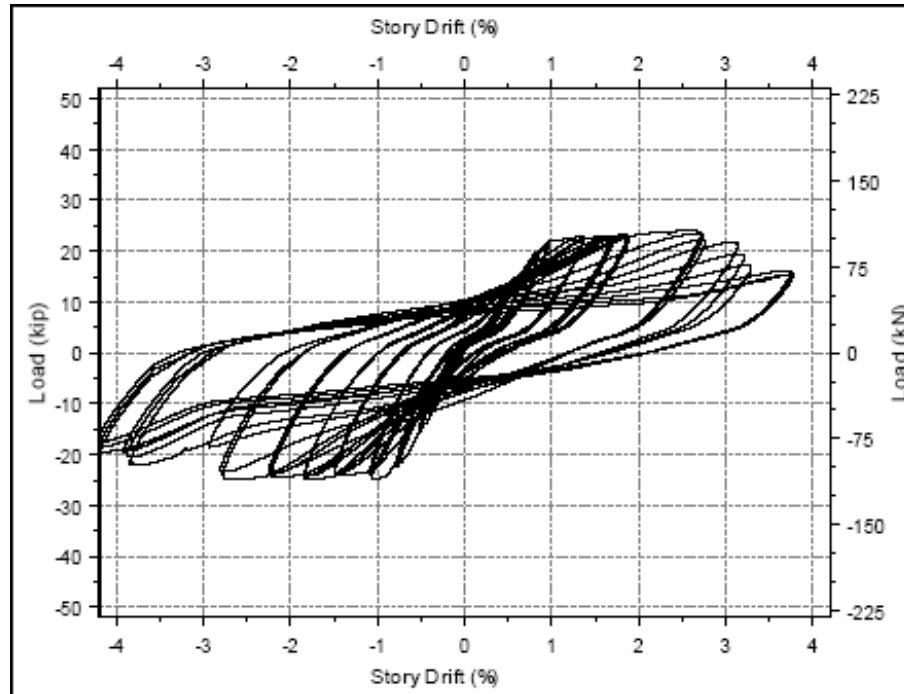
En resumen, este tipo de conexión resulta ser adecuado en términos de fuerza y disipación de energía para zonas de sismicidad alta. Además alcanza su capacidad de momento último calculado y llega a un valor muy cercano al momento de fluencia calculado.

El momento máximo resistido fue de 187 kNm. Los drift alcanzados llegan a 3,5% lo que implica una ductilidad suficiente para zonas sísmicas. Asimismo los amortiguamientos obtenidos son similares o superiores al monolítico. Los pellizcamientos y deterioros son menores a otros tipos de conexiones gracias a los refuerzos en forma de U y a las fibras de acero agregadas en el hormigón hecho en sitio que conectan viga y columna.

Este ejemplar, requirió una cantidad de trabajo en sitio mayor de la que se hubiese deseado para una conexión de elementos prefabricados.

El grafico y la foto a continuación muestran la respuesta obtenida.

Gráfico nº 3: resultados del ensayo



PCI Journal vol. 51 nº3, 2006, "Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames"
(ref. 17)

Foto nº 10: Fotografía de la falla a drift de 4%.



PCI Journal vol. 51 nº3, 2006, "Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames"
(ref. 17)

4.1.1.4 Conexión N° 4: Conexión en cuerpo de viga.

Este ejemplar se ensayó bajo el procedimiento indicado al inicio de este capítulo.

Las primeras grietas aparecieron tanto en la viga como en la columna, en zonas adyacentes a la cara de contacto entre estos 2 elementos, a partir de un drift de 0,25%. En general las grietas se concentraron en esta interfase. La primera grieta diagonal en la región viga-columna se observó a partir de un drift de 1,75%, y ya a los 2,75% de drift la abertura entre viga y columna alcanzó unos 8 mm.

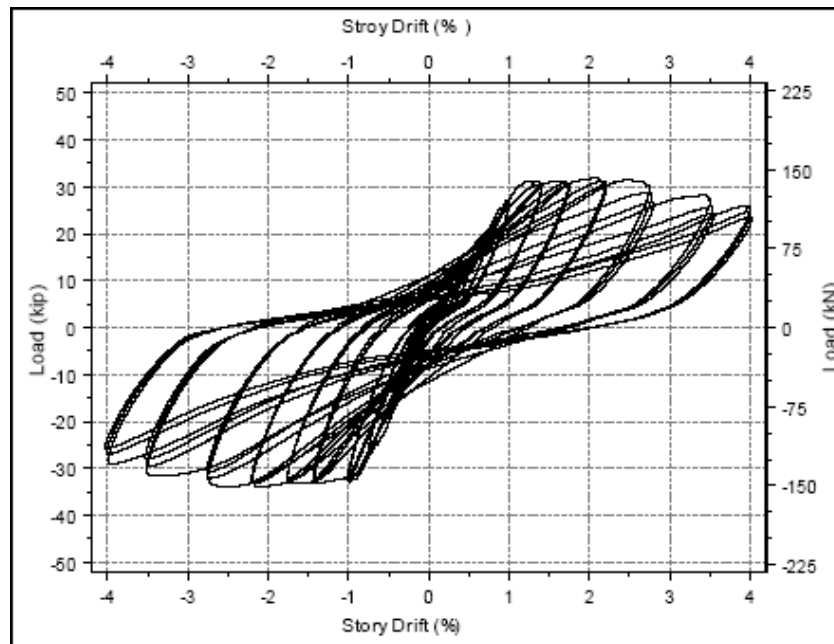
Igualmente a la conexión anterior, este ejemplar resulta adecuado en términos de fuerza y disipación de energía para zonas de sismicidad alta. También su respuesta a cargas cíclicas es parecida a la monolítica. El momento último calculado es alcanzado y el momento de fluencia desarrollado es levemente menor al calculado.

El momento máximo resistido fue de 195 kNm. Los drift superan el 3,5% lo que significa que su ductilidad es adecuada para zonas sísmicas. De la misma forma los amortiguamientos obtenidos son similares o superiores al monolítico. Al realizarse esta conexión con refuerzos en forma de U y con adición de fibras de acero en el hormigón vertido en sitio, los pellizcamientos y deterioros son menores a otros tipos de conexiones.

El único aspecto negativo que se presentó en esta conexión, es que se requirió una cantidad de trabajo en sitio mayor de la que se esperaba.

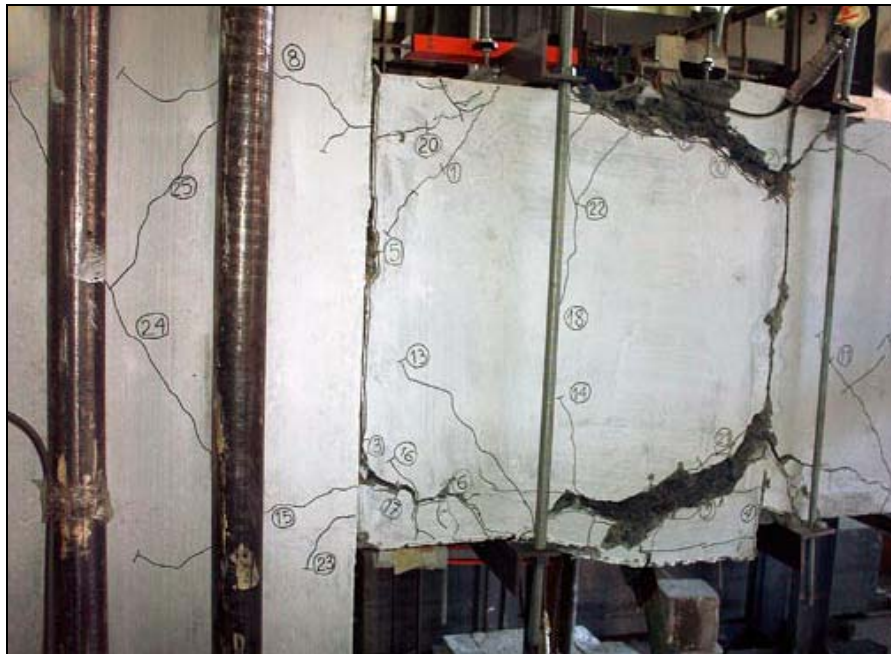
En el gráfico y en la foto siguiente se muestran la respuesta de esta conexión.

Gráfico nº 4: resultados del ensayo



PCI Journal vol. 51 nº3, 2006, "Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames"
(ref. 17)

Foto nº 11: Fotografía de la falla a drift de 4%.



PCI Journal vol. 51 nº3, 2006, "Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames"
(ref. 17)

4.1.1.5 Conexión N° 5: Conexión apernada.

Al igual que las dos conexiones mostradas antes que esta, este ejemplar siguió el procedimiento que aparece al inicio del capítulo.

Las grietas de este espécimen se concentraron en la interfase de los elementos conectados y no se observaron grietas diagonales en la zona viga-columna. Las placas en las caras en contacto previnieron descascaramientos del hormigón en el inicio del ensayo. Cuando el drift alcanzó un 3,5% los pernos superiores fallaron y el ensayo fue interrumpido.

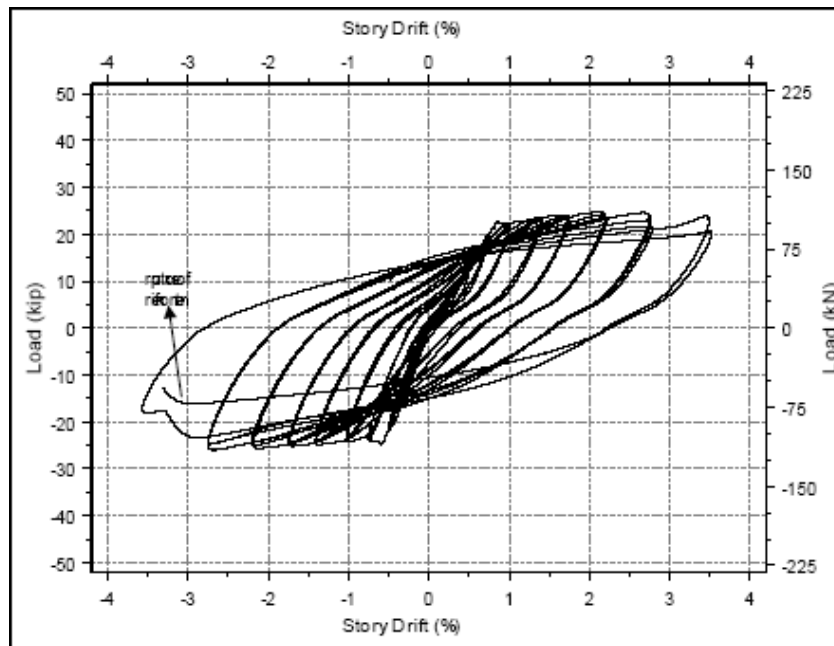
Este tipo de conexión resulta ser de las con mejor respuesta en términos de fuerza y disipación de energía para zonas de sismicidad alta. Su respuesta a cargas cíclicas es superior a la de un espécimen monolítico. Además alcanza su capacidad de momento último y de fluencia calculados.

El momento alcanzado llegó a 184 kNm. Los drift alcanzados llegan a 3,5% lo que implica una ductilidad suficiente para zonas sísmicas. Además de esto los amortiguamientos obtenidos son mayores al monolítico.

La conexión apernada fue de las que requirió un menor trabajo en sitio, siendo una construcción fácil y rápida. Su único inconveniente es que este tipo de conexión puede sufrir deslizamiento de las cajas, por lo que se debe tener cuidado en el diseño de manera de ser evitar este problema.

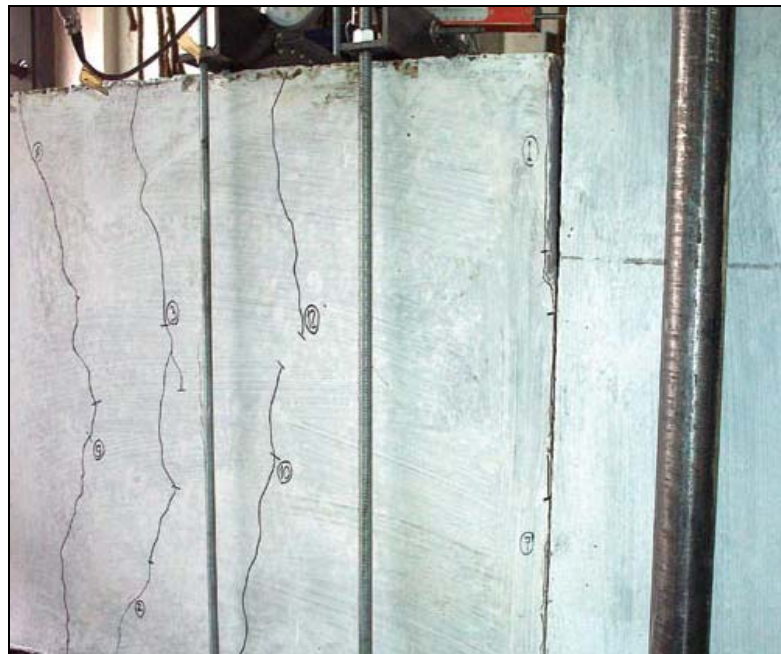
A continuación aparece la respuesta obtenida para este tipo de conexión.

Gráfico nº 5: resultados del ensayo



PCI Journal vol. 51 nº3, 2006, "Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames"
(ref. 17)

Foto nº 12: Fotografía de la falla a drift de 3,5%.

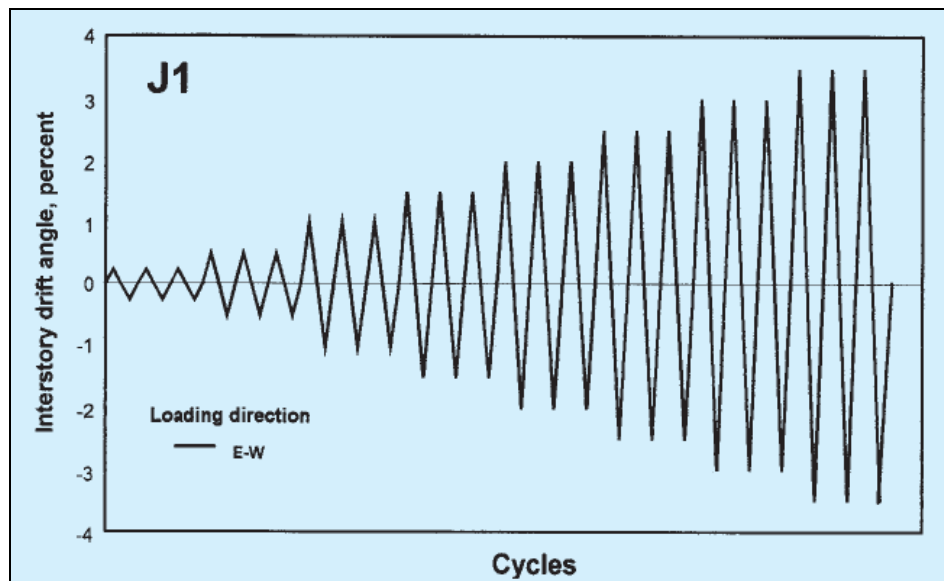


PCI Journal vol. 51 nº3, 2006, "Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames"
(ref. 17)

4.1.1.6 Conexión N° 6: Conexión con ganchos amarrados.

El ensayo de este ejemplar se siguió de forma muy similar al indicado al inicio del capítulo. Su diferencia está, en que este espécimen fue construido con vigas saliendo de las cuatro caras de la columna, por lo que los ciclos de desplazamiento se mezclaron entre la dirección nort-sur, la este-oeste y ciclos bidireccionales, según se muestra en los esquemas a continuación.

Esquema n° 2: ciclos de desplazamientos



PCI Journal vol. 47 n°3, 2002 "Seismic Tests of Beam-to-Column Connections in a Precast Concrete Frame" (ref. 14)

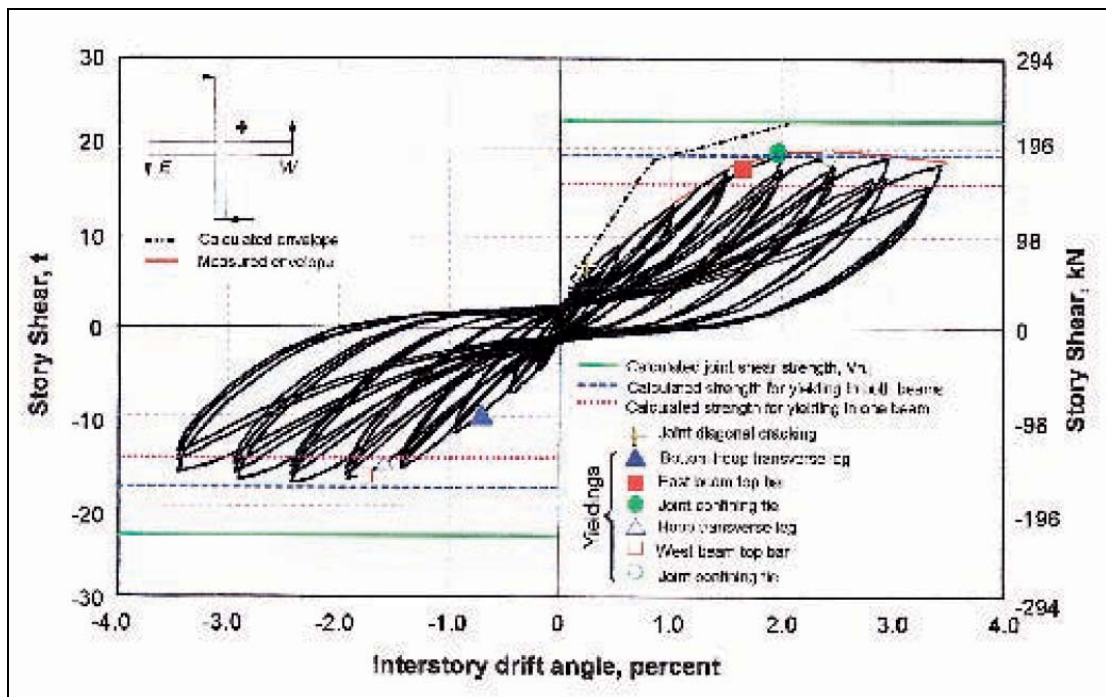
En esta conexión se observaron pocas grietas en la columna, cuyo daño fue mínimo. Las primeras grietas se produjeron después de drift de 0,5%. Las grietas diagonales en la junta se iniciaron a partir de un drift de 0,25%. Los primeros descascaramientos ocurrieron a partir de un drift de 3%. Además se observó a este nivel de desplazamiento, durante el ciclo negativo, una grieta de 10mm en la cara de la columna, y en el ciclo positivo una grieta similar de 14mm. Luego el patrón de grietas se estabilizó y con lo más altos drift aparecieron solo unas pocas grietas más.

En general, esta conexión tiene un comportamiento dúctil capaz de transferir cargas laterales sin grandes pérdidas de resistencia hasta drift de 3,5%. El momento último alcanzado fue de 315 kNm. Las rótulas se desarrollaron cercanas a las caras de las columnas obteniendo cortes cercanos a los de una conexión monolítica.

Deformaciones prematuras de los estribos de continuidad del refuerzo inferior, contribuyen a daños iniciales. Los agrietamientos de corte inicial, ocurren antes que en un caso monolítico debido a rotaciones prematuras de la viga en la junta. El corte total desarrollado, alcanza solo el 80% del monolítico.

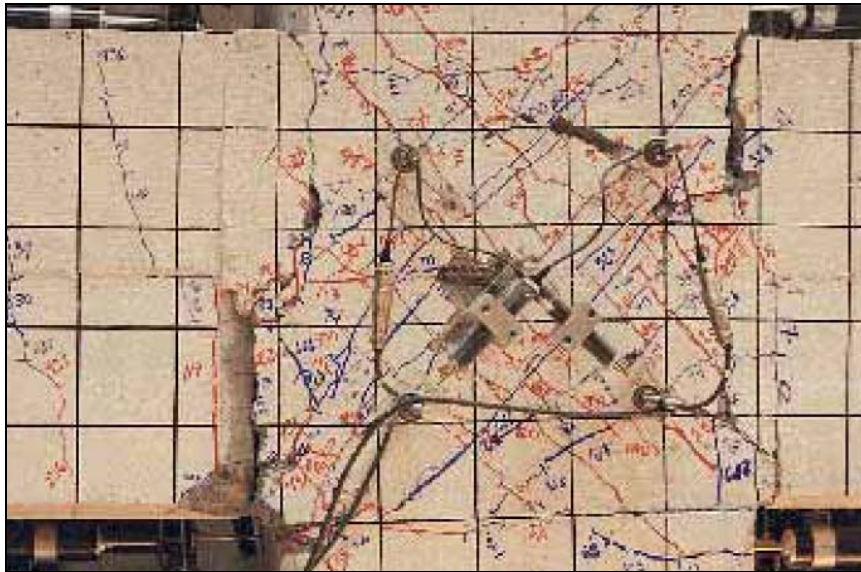
En el gráfico a continuación se muestra la respuesta de esta conexión.

Gráfico nº 6: resultados del ensayo



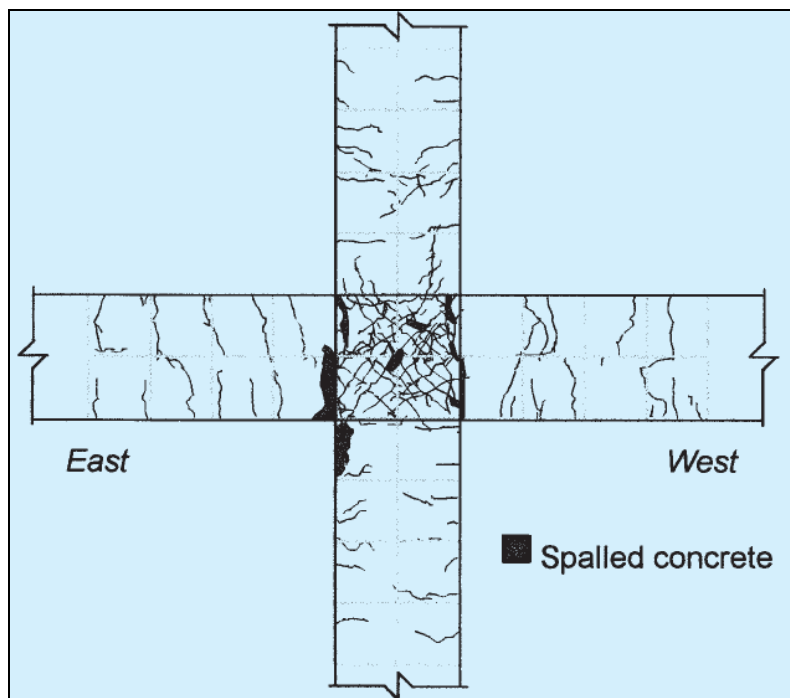
PCI Journal vol. 47 nº3, 2002 "Sismic Tests of Beam-to-Column Connections in a Precast Concrete Frame" (ref. 14)

Foto nº 13: Fotografía de la falla a drift de 3,5%.



PCI Journal vol. 47 nº3, 2002 "Siesmic Tests of Beam-to-Column Connections in a Precast Concrete Frame" (ref. 14)

Esquema nº 4: Patrón de agrietamiento para drift máximo de 3,5%.

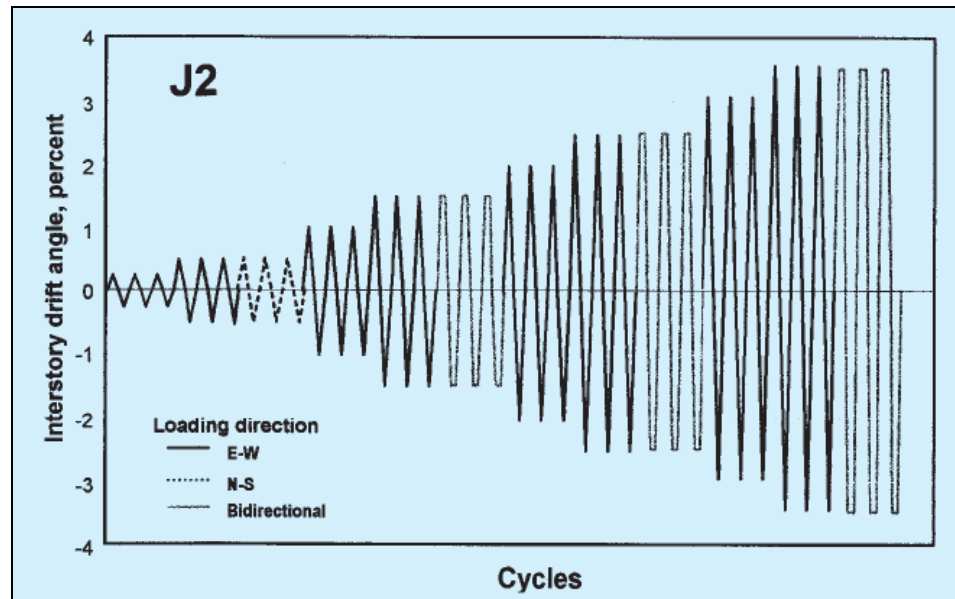


PCI Journal vol. 47 nº3, 2002 "Siesmic Tests of Beam-to-Column Connections in a Precast Concrete Frame" (ref. 14)

4.1.1.7 Conexión N° 7: Conexión con ganchos en forma de U.

El ensayo de este ejemplar de la misma forma al caso anterior debido a que también poseía vigas saliendo de las cuatro caras de la columna, por lo que los ciclos de desplazamiento se mezclaron entre la dirección norte-sur, la este-oeste y ciclos bidireccionales, según se muestra en los esquemas a continuación.

Esquema n° 4



PCI Journal vol. 47 n°3, 2002 "Siesmic Tests of Beam-to-Column Connections in a Precast Concrete Frame" (ref. 14)

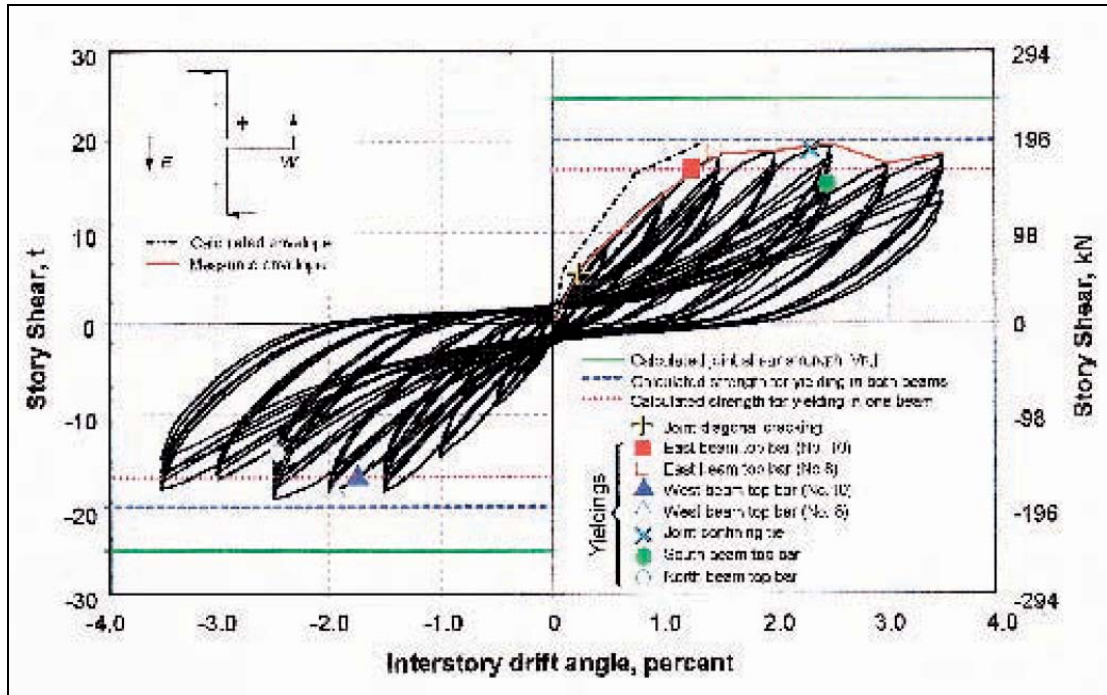
Este espécimen desarrollo las grietas en forma similar al caso anterior, pero las grietas en la columna estaban bien distribuidas, lo que es favorable para la conexión. Las primeras grietas inclinadas aparecieron con un drift de 0,25%, las cuales se extendieron hasta desplazamientos entre piso de 0,5%. Alcanzándose un drift de un 2% comenzaron los primeros descascaramientos en la zona de conexión los cuales fueron considerables a partir de un drift de 3%.

Esta conexión posee un comportamiento dúctil capaz de transferir cargas laterales sin grandes pérdidas de resistencia hasta drift de 3,5%. El momento alcanzado llego a 306 kNm. Las rótulas se desarrollaron cercanas a las caras de las columnas obteniendo cortes cercanos a los de una conexión monolítica.

Los agrietamientos de corte inicial ocurren antes que en un caso monolítico debido a rotaciones prematuras de la viga en la junta. El corte total desarrollado alcanzó el 90% del monolítico.

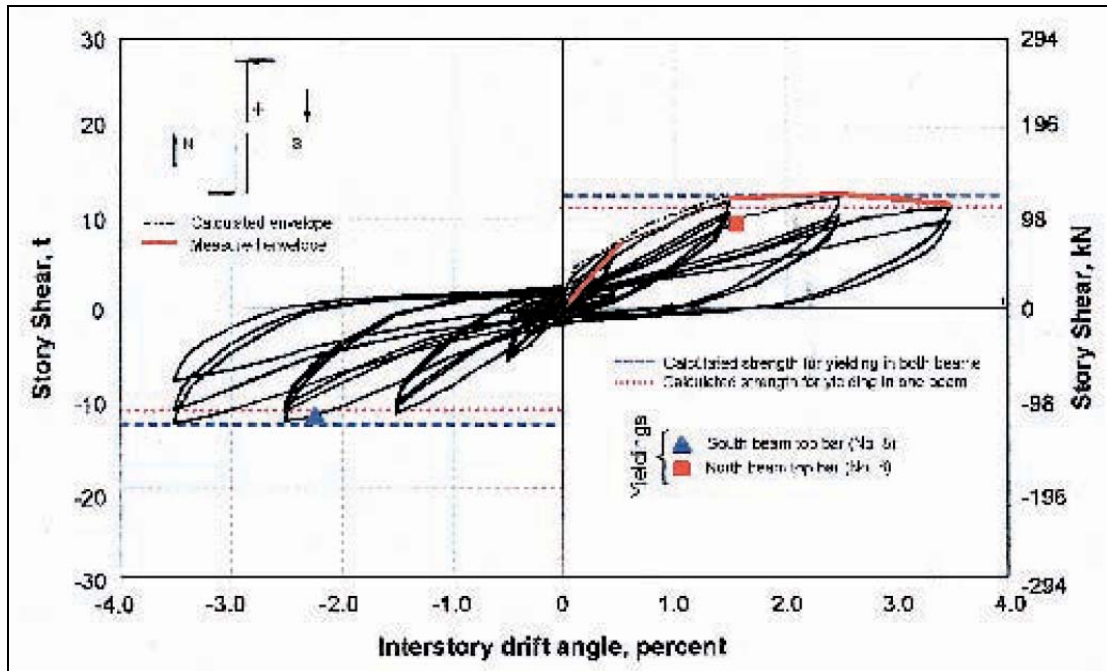
El gráfico a continuación muestra la respuesta obtenida.

Gráfico nº 7: resultados del ensayo, dirección Este-Oeste



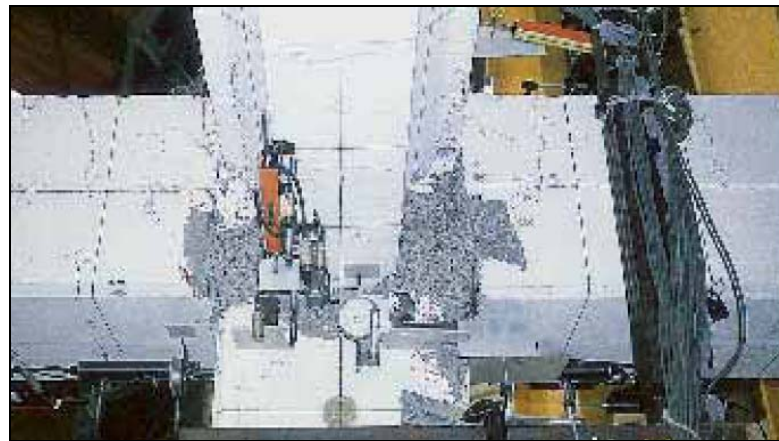
PCI Journal vol. 47 nº3, 2002 "Siesmic Tests of Beam-to-Column Connections in a Precast Concrete Frame" (ref. 14)

Gráfico nº 8: resultados del ensayo, dirección Norte-Sur.



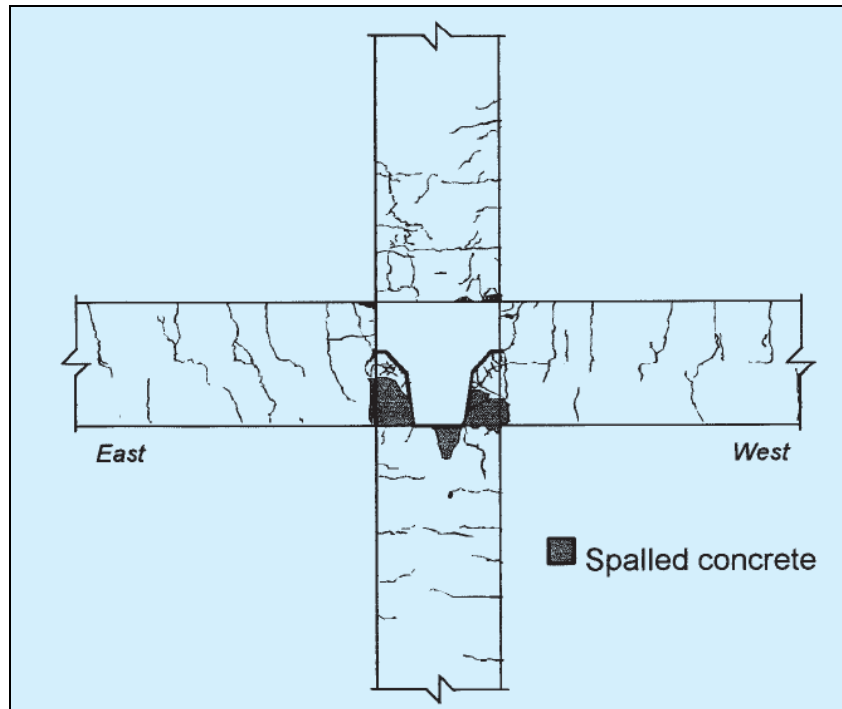
PCI Journal vol. 47 nº3, 2002 "Siesmic Tests of Beam-to-Column Connections in a Precast Concrete Frame" (ref. 14)

Foto nº 14: Fotografía de la falla a drift de 3,5%.



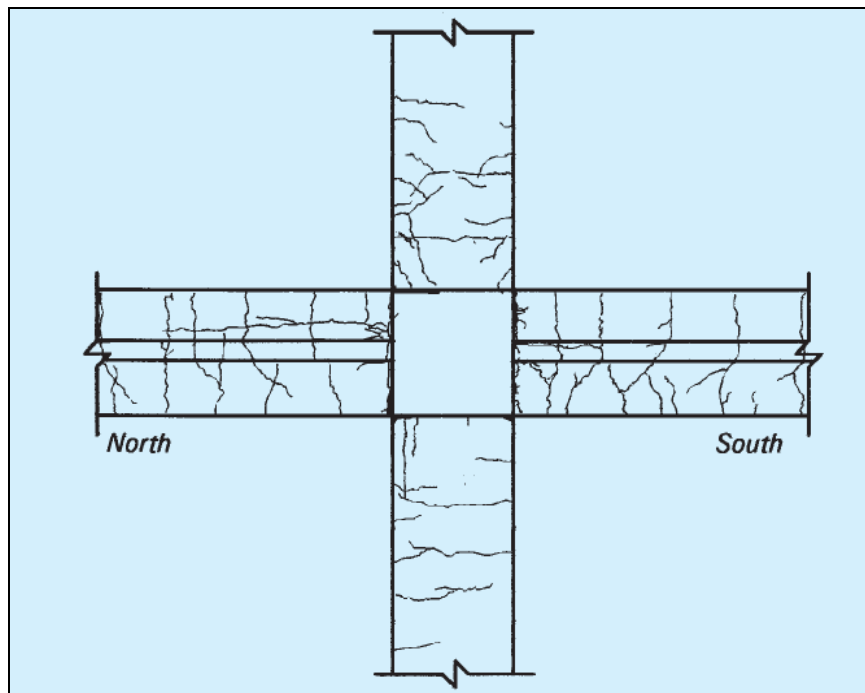
PCI Journal vol. 47 nº3, 2002 "Siesmic Tests of Beam-to-Column Connections in a Precast Concrete Frame" (ref. 14)

Esquema nº 5: Patrón de agrietamiento Este-Oeste para drift máximo de 3,5%.



PCI Journal vol. 47 nº3, 2002 "Siesmic Tests of Beam-to-Column Connections in a Precast Concrete Frame" (ref. 14)

Esquema nº 6: Patrón de agrietamiento Norte-Sur para drift máximo de 3,5%.

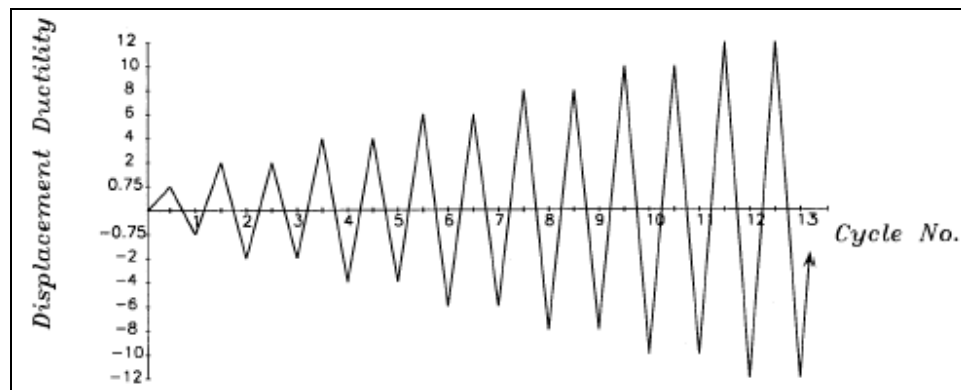


PCI Journal vol. 47 nº3, 2002 "Siesmic Tests of Beam-to-Column Connections in a Precast Concrete Frame" (ref. 14)

4.1.1.8 Conexión N° 8: Conexión con viga en forma de canal.

El montaje de este ensayo tiene la única diferencia de que las vigas salen de la columna en dos direcciones opuestas. Por otra parte los ciclos de desplazamientos también varían. Primero se define el desplazamiento de fluencia Δ_y , como 4/3 del desplazamiento correspondiente a 0,75 del momento ultimo calculado. Luego se inician los ciclos en ambos sentidos, como aparece en la el esquema n° 9, hasta llegar a 12 Δ_y .

Esquema n° 7: ciclos de desplazamientos



ACI Structural Journal vol100 n° 31, 2003, "Cyclic Loading of Ductile Precast Concrete Beam-Column Connection" (ref. 1)

Las grietas se iniciaron y luego se concentraron en la región de conexión, evitando que se propagaran tanto a la viga como a la columna. Las primeras grietas diagonales en la junta se observaron instantes antes de la falla durante los últimos 3 ciclos. No se observó deslizamiento entre el grout y los refuerzos.

En el ejemplar con grout con fibras de acero, las grietas se propagaron hasta la mitad del largo la viga y no se concentraron en la región de conexión.

Este tipo de conexión prefabricada es capaz de proveer resistencia, ductilidad y disipación de energía equivalente al caso monolítico. Una reducción del largo de conexión disminuye la capacidad de la conexión.

Un largo de conexión de 400mm es adecuado para dar a la conexión el desempeño apropiado. Lo que corresponde a un 7,3% de la luz de la viga. La presencia de barras transversales colocadas donde se muestran en la figura n° 10 mejora el comportamiento

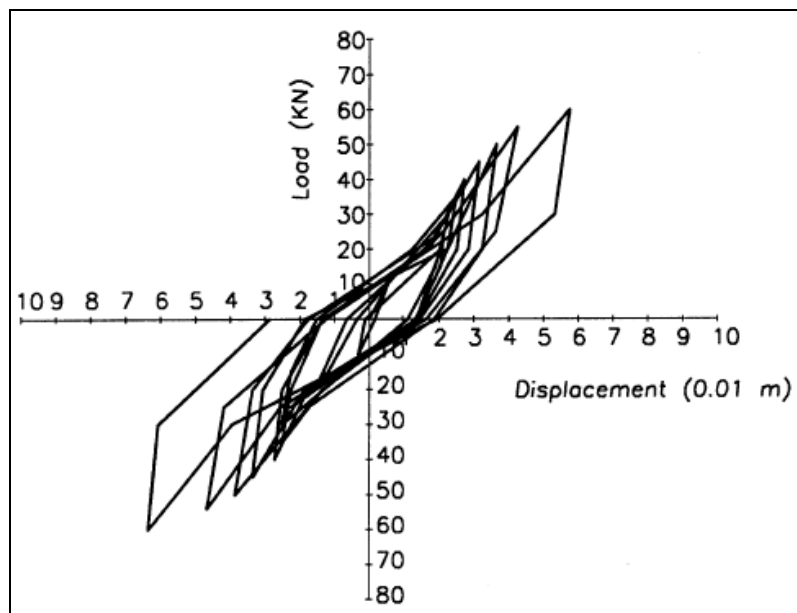
sísmico del sistema, al igual que disminuir el espaciamiento de los estribos en la región de conexión.

El largo de la conexión previene el desarrollo excesivo de grietas a lo largo de la viga, ocurriendo en la región de conexión. Lo que se considera beneficioso para el sistema de marcos bajo cargas sísmicas.

Ambos especímenes alcanzaron o superaron el momento último calculado. La conexión sin modificación llegó a un drift máximo de 3,9% y un momento de 27,5 kNm. La presencia de fibras de acero en el grout de conexión mejoró notablemente los desplazamientos alcanzados y la energía disipada de la conexión, el momento resistido fue levemente mayor. Esta modificación alcanzó un drift máximo de 5,5%.

A continuación se presenta el gráfico del ensayo realizado a la conexión sin modificaciones.

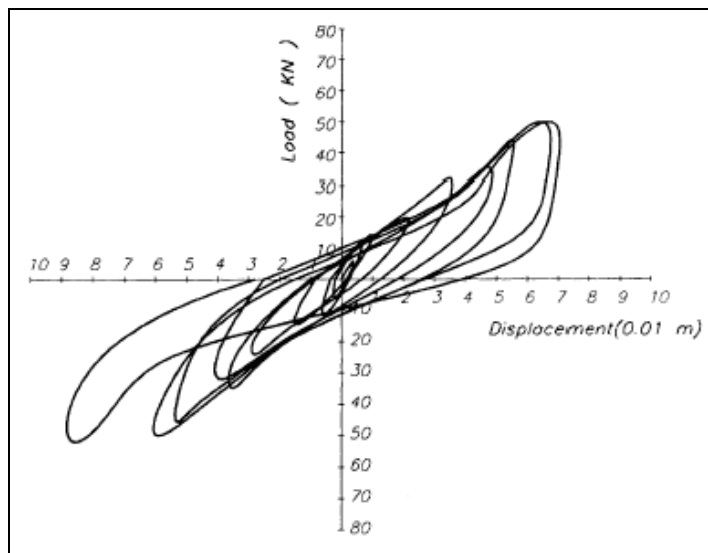
Gráfico nº 9: resultados del ensayo



ACI Structural Journal vol100 nº 31, 2003, "Cyclic Loading of Ductile Precast Concrete Beam-Column Connection" (ref. 1)

El siguiente gráfico representa la respuesta cíclica del espécimen con un largo de conexión de 400mm cuyo grout de relleno se le agregó fibras de acero de 25mm de largo en forma de rizos correspondientes a un 0,65% del volumen.

Gráfico nº 10: resultados del ensayo



ACI Structural Journal vol. 100 nº 46, 2003, "Cyclic Loading Response of Simple Moment Resisting Precast Concrete Beam-Column Connection" (ref. 1)

4.1.1.9 Conexión N° 9: Conexión de perfiles ángulo soldados

El procedimiento y montaje de este ensayo es el más distinto, puesto que la columna se colocó en forma horizontal y la carga se aplicó en el extremo libre de la viga. La columna fue sometida a una carga axial constante igual a 89kN. Los ciclos desarrollados durante el ensayo fueron: un ciclo de 13mm, dos ciclos de 25mm, dos ciclos de 51mm, dos ciclos de 76mm y dos ciclos de 102mm. Solo el primer ciclo corresponde al rango elástico.

Durante el ensayo aparecieron bastantes grietas después del primer ciclo de 25mm y las placas de metas empezaban a separarse del hormigón. Luego del primer ciclo de 102mm se escuchó un fuerte sonido y una de las barras se cortó, por lo que el ensayo fue interrumpido. Esta barra probablemente falló en esta forma, debido a la fragilidad inducida por la soldadura.

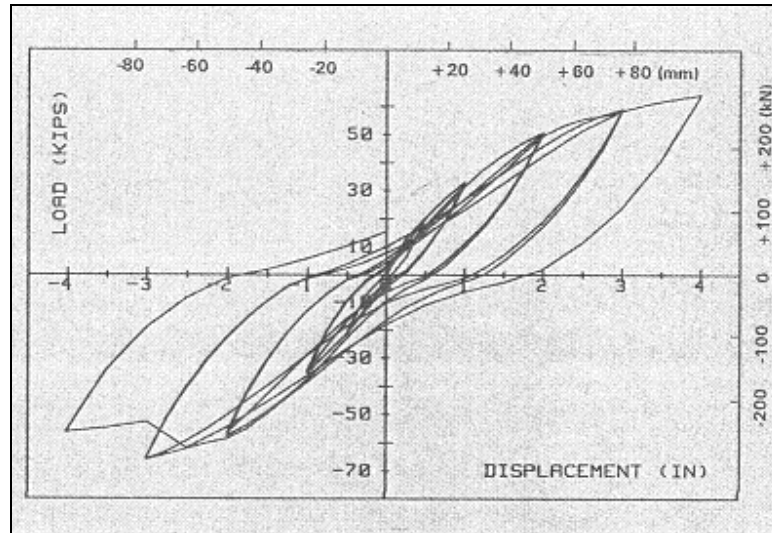
Esta conexión prefabricada se comportó similar a las conexiones monolíticas. El momento último alcanzado es casi igual al calculado obteniéndose una razón entre el momento experimental y el teórico de 1,08. La energía disipada supera al caso monolítico. El drift máximo alcanzado llega a valores cercanos a al 3% indicando un buen comportamiento sísmico.

La parte crítica de las conexiones son las soldaduras, por donde se inician las fallas. Por lo que se debe tener sumo cuidado en la calidad de estas.

Dado que el refuerzo de corte presenta discontinuidad en vigas prefabricadas, los esfuerzos de corte generados cerca de la cara de la columna son mayores, siendo necesario aumentar este tipo de armadura en los extremos de vigas prefabricadas. Las fuerzas de corte fuera de la región conectada son casi idénticas para prefabricados y monolíticas por lo que los refuerzos pueden ser los mismos.

El gráfico mostrado a continuación corresponde al resultado del ensayo a la conexión soldada mediante perfiles ángulo.

Grafico nº 10: resultados del ensayo



PCI Journal vol. 38 nº 5, 1993 "Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Siesmic Regions" (ref. 7)

4.1.1.10 Conexión N° 10: Conexión soldada mediante placa y ángulos

El procedimiento y montaje de este ensayo es el más distinto, al igual que el ensayo de la conexión anterior, puesto que la columna se colocó en forma horizontal y la carga se aplicó en el extremo libre de la viga. La columna fue sometida a una carga axial constante igual a 89kN. Los ciclos desarrollados durante el ensayo fueron: un ciclo de 13mm, dos ciclos de 25mm, dos ciclos de 38mm, dos ciclos de 51mm y dos ciclos de 64mm. Solo el primer ciclo corresponde al rango elástico.

Durante el primer ciclo de 25mm del ensayo, dos grietas aparecieron de la parte superior del perfil ángulo embebido. Una grieta en 45° hacia la cara de la columna y la otra a lo largo de la viga. En los siguientes dos ciclos de 38mm, una barra soldada a la placa falló, desarrollándose agrietamientos y descascaramientos alrededor de la placa. En ese momento se intentó terminar el ciclo en la otra dirección, con lo que las soldaduras entre los ángulos de la viga y la columna fallaron.

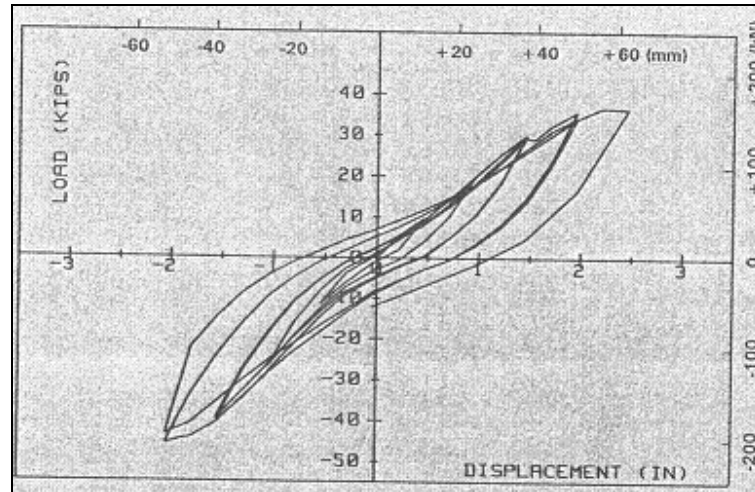
Esta conexión prefabricada se comportó similar a las conexiones monolíticas. El momento último alcanzado casi iguala al calculado obteniéndose un radio comparado de 0,99. La energía disipada es bastante inferior a la del caso monolítico. Por lo que debería mejorarse este aspecto si se desea utilizar este tipo de conexión.

Se puede observar del gráfico que el drift máximo alcanzado llega a valores cercanos al 2% indicando comportamiento pobre, cuyo principal responsable son las excesivas soldaduras que dan inicio a las fallas en la conexión. Es por esto que se debe tener especial cuidado en estas.

Es necesario mayor refuerzo de corte en los extremos de vigas prefabricados debido a la discontinuidad de estos. Las fuerzas de corte fuera de la región conectada son casi idénticas para prefabricados y monolíticas, por lo que los refuerzos pueden ser los mismos.

A continuación se muestra el gráfico obtenido del ensayo.

Gráfico nº 11: resultados del ensayo

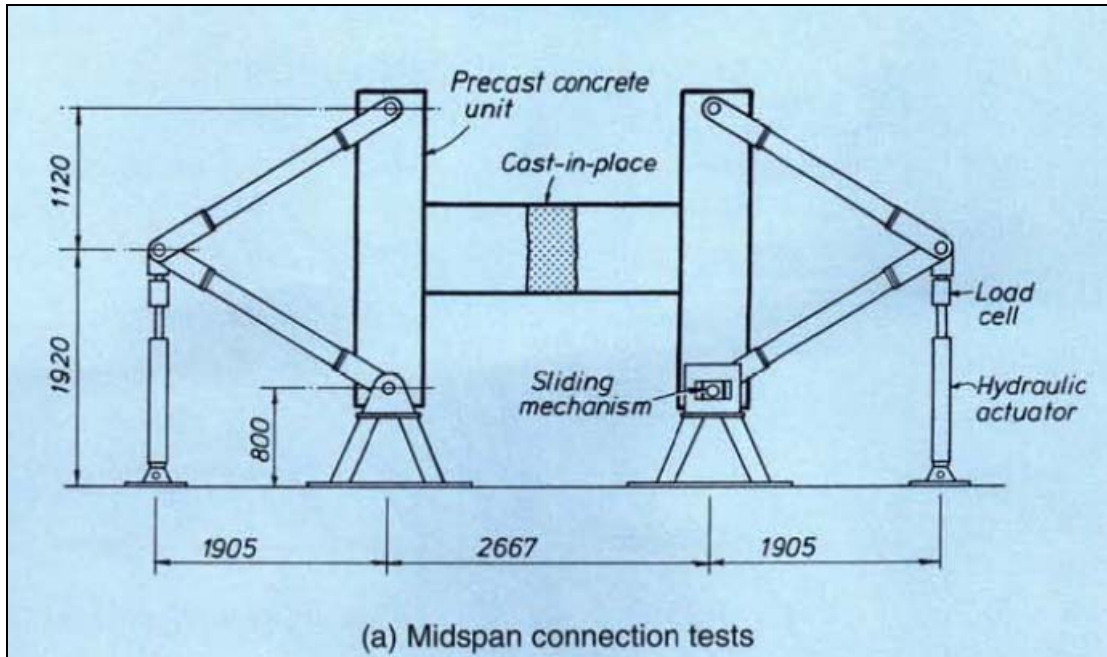


PCI Journal vol. 38 nº 5, 1993 "Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Siesmic Regions" (ref. 7)

4.1.2 Conexiones fuertes

Las tres primeras conexiones que se presentan a continuación poseían forma de “H” por estar conectadas a mitad de la luz, debido a esto el montaje de prueba utilizado es diferente y se muestra en la siguiente figura.

Figura nº 27: montaje de especímenes en forma de H



PCI Journal vol. 40 nº4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

La carga lateral es aplicada en los extremos superiores de las columnas en el mismo sentido, simulando el movimiento sísmico. Los gráficos de carga v/s desplazamiento, muestran en el eje vertical valores correspondientes a la suma de las cargas laterales aplicadas en cada columna.

Los ciclos de desplazamientos fueron de la siguiente forma: los 2 primeros ciclos se controlaron para estar dentro del rango elástico con un desplazamiento de $0,75H_a$ en ambos sentidos, donde H_a es la capacidad de desplazamiento teórico. Luego se define el valor Δ_y , valor de la primera fluencia, como $1/0,75$ veces el promedio de los peaks de los primeros 2 ciclos. Con esto se realizan los siguientes ciclos en función de $\mu_\Delta = \Delta/\Delta_y$, con Δ como el desplazamiento lateral entre pisos. Los ciclos se realizaron de la siguiente forma: dos de $\mu_\Delta=2$, dos de $\mu_\Delta=4$, y cuatro ciclos de $\mu_\Delta=6$ y si es posible ciclos de $\mu_\Delta=8$, todos en ambos sentidos.

4.1.2.1 Conexión N° 11: Conexión a mitad de la luz con ganchos en 180°.

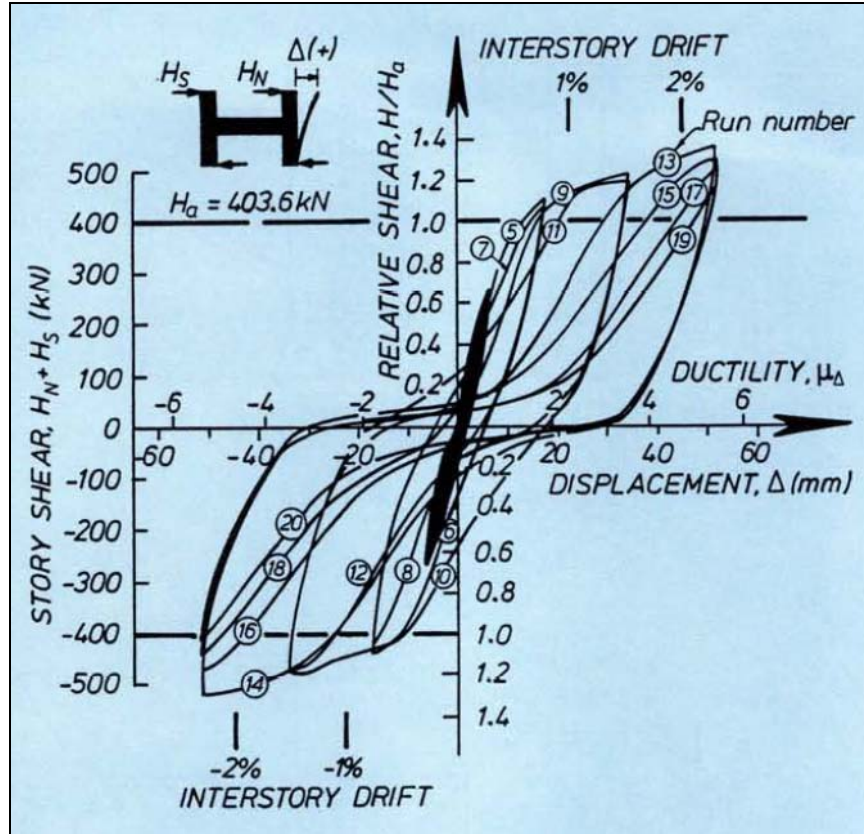
Durante el ensayo, esta conexión, tuvo pequeñas pérdidas de resistencia hasta un drift de aproximadamente 2,5%. Las grietas se iniciaron y concentraron en las regiones cercanas a la cara de la columna, como resultado de la pequeña razón a/h .

En general, el comportamiento de este espécimen fue muy satisfactorio. La conexión no presenta falla, puesto a que se produce principalmente en las cabezas de la viga, que son las zonas más solicitadas, consiguiendo así que la conexión fuerte permanezca en rango elástico.

Se alcanzó por lo menos un 3,2% de drift soportando al menos un 80% de la carga lateral máxima registrada. Hubo una gran reducción de rigidez entre lo calculado y lo empírico, siendo hasta un 24% a una carga lateral equivalente al 75%. Esta reducción se debe principalmente a la rotación de la viga en la cara de la columna y de las grietas diagonales desarrolladas alejadas de las columnas.

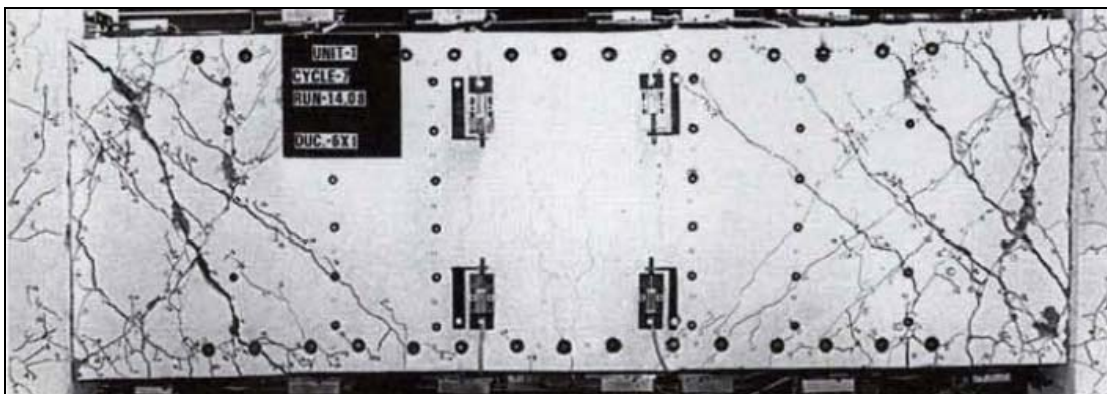
A continuación se muestran los resultados obtenidos del ensayo realizado a este tipo de conexión.

Gráfico nº 12: resultados del ensayo



PCI Journal vol. 40 nº4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

Foto nº 15: Falla del espécimen



PCI Journal vol. 40 nº4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

4.1.2.2 Conexión N° 12: Conexión a mitad de la luz con ganchos en 90°.

Al igual que el caso anterior, el método para este ensayo aparece donde comienzan a mostrarse los resultados de conexiones fuertes.

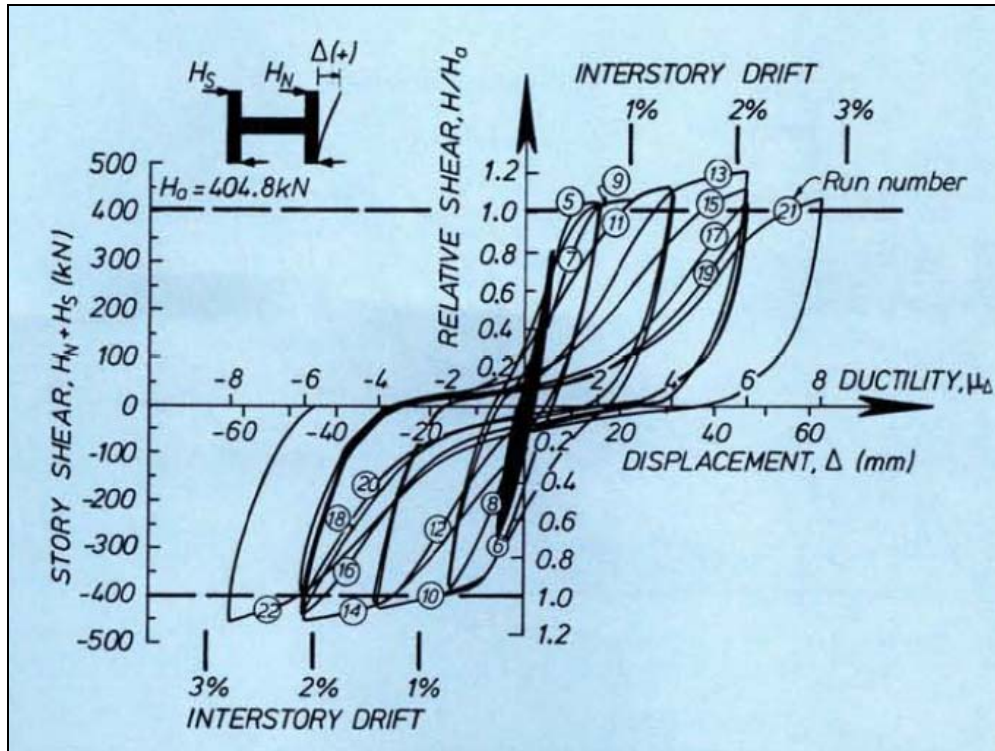
Esta conexión, no tuvo grandes pérdidas de resistencia hasta llegar drift cercanos a 2,5%. Las grietas principalmente se desarrollaron en las regiones cercanas a la cara de la columna, debido a la pequeña razón a/h del ejemplar.

Como se espera de una conexión fuerte, esta no presentó fluencia frente a la sollicitación. El comportamiento no lineal se produjo en las zonas de mayor sollicitación que corresponden a las cabezas de la viga. Esta conexión presentó un comportamiento adecuado, alcanzando más de un 2,6% de drift soportando al menos un 80% de la carga lateral máxima registrada.

Existió una gran diferencia de rigidez entre lo calculado y lo empírico, siendo de hasta un 24% a una carga lateral equivalente al 75% de la máxima. Esta reducción se debe principalmente a la rotación de la viga en la cara de la columna y de las grietas diagonales desarrolladas alejadas de las columnas.

Del ensayo realizado a esta conexión se obtuvo el siguiente resultado.

Gráfico nº 13: resultados del ensayo



PCI Journal vol. 40 nº4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

Foto nº 16: falla del espécimen



PCI Journal vol. 40 nº4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

4.1.2.3 Conexión N° 13: Conexión a mitad de luz con barras de empalme rectas.

Como todos los ejemplares en forma de H, el método para este ensayo aparece donde comienzan a mostrarse los resultados de conexiones fuertes.

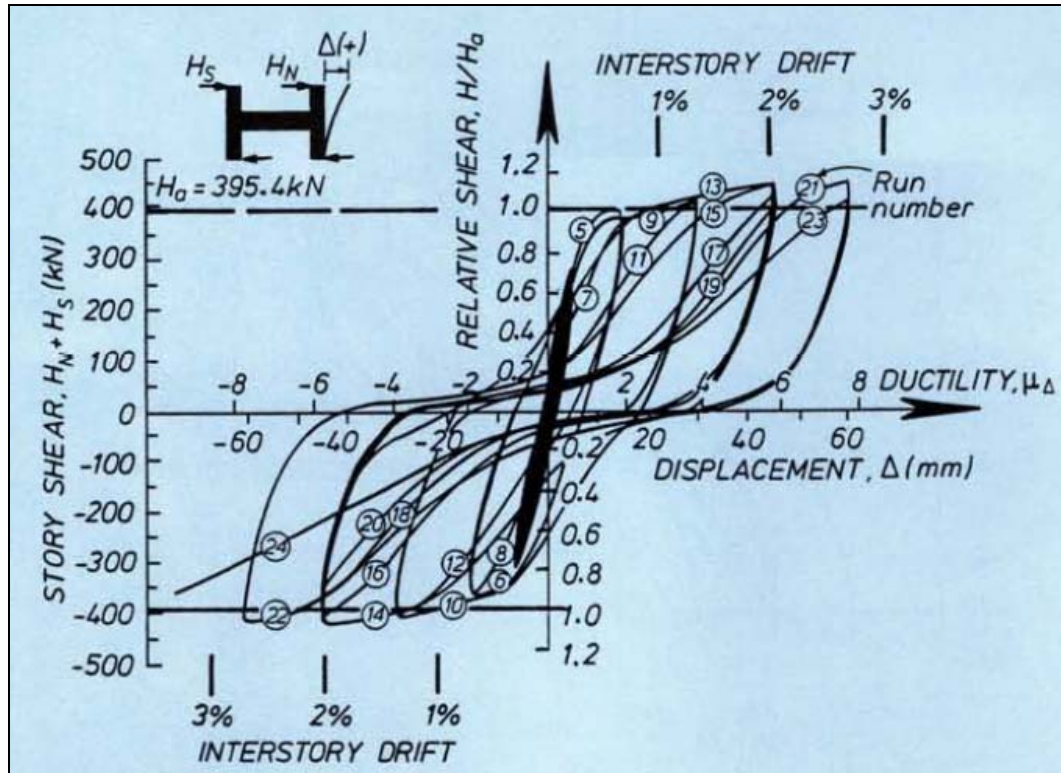
Esta conexión, no tuvo grandes pérdidas de resistencia hasta llegar drift cercanos a 2,2%. Las grietas principalmente se desarrollaron en las regiones cercanas a la cara de la columna, gracias al diseño con una razón a/h pequeña.

Al igual que las 2 conexiones anteriores el comportamiento de esta conexión fue satisfactorio, manteniéndose en el rango elástico. El comportamiento no lineal se produjo en las zonas altamente esforzadas ubicadas en las cabezas de las vigas. Se obtuvieron drift mayores a 2,4% soportando al menos un 80% de la carga lateral máxima registrada.

La gran diferencia de rigidez entre lo calculado y lo empírico que se presentó en esta conexión alcanzó hasta un 24% con carga lateral equivalente al 75% de la máxima. Esta reducción de rigidez se debe principalmente a la rotación de la viga en la cara de la columna y de las grietas diagonales desarrolladas alejadas de las columnas.

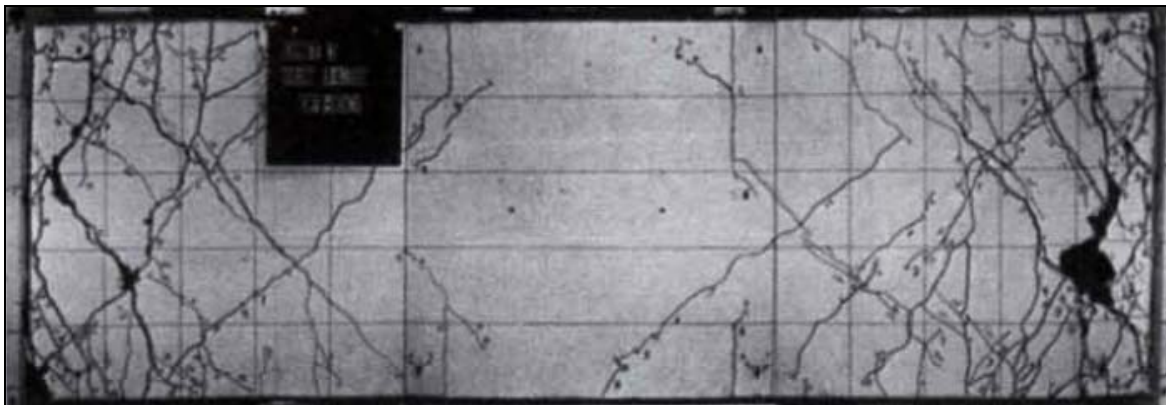
El resultado obtenido se muestra a continuación.

Gráfico nº 14: resultados del ensayo



PCI Journal vol. 40 nº4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

Foto nº 17: falla del espécimen



PCI Journal vol. 40 nº4, 1995, "Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings" (ref. 6)

4.1.2.4 Conexión N° 14: Conexión fuerte de perfiles ángulo soldados

El procedimiento y montaje de este ensayo es el más distinto, así como todas las conexiones soldadas mostradas en este trabajo, puesto que la columna se colocó en forma horizontal y la carga se aplicó en el extremo libre de la viga. La columna fue sometida a una carga axial constante igual a 89kN. Los ciclos desarrollados durante el ensayo fueron: un ciclo de 13mm, dos ciclos de 25mm, dos ciclos de 51mm, dos ciclos de 76mm y dos ciclos de 102mm. Solo el primer ciclo corresponde al rango elástico.

Después del primer ciclo de 25mm, aparecieron muchas grietas pequeñas en la junta viga-columna. En los dos siguientes ciclos, se observó la aparición de más grietas tanto en la viga como en la columna. La mayor cantidad de grietas, se observó en la región de rótula plástica a 1,5 veces la profundidad de la viga, medido desde la cara de la columna. Ya en el ciclo de 76mm una gran grieta se formó junto al perfil ángulo de la viga. Y fue durante el primer ciclo de 102mm que se escuchó un fuerte sonido y se observó la rotura de una barra de refuerzo de la viga en la zona cercana a la columna.

De esto se puede concluir que la zona de rótula plástica puede ser reubicada exitosamente mediante refuerzos longitudinales intermedios en ciertas zonas de la viga. Esta conexión con rótula reubicada es comparable en fuerza y ductilidad a especímenes hechos in situ con rótula en la cara de la columna.

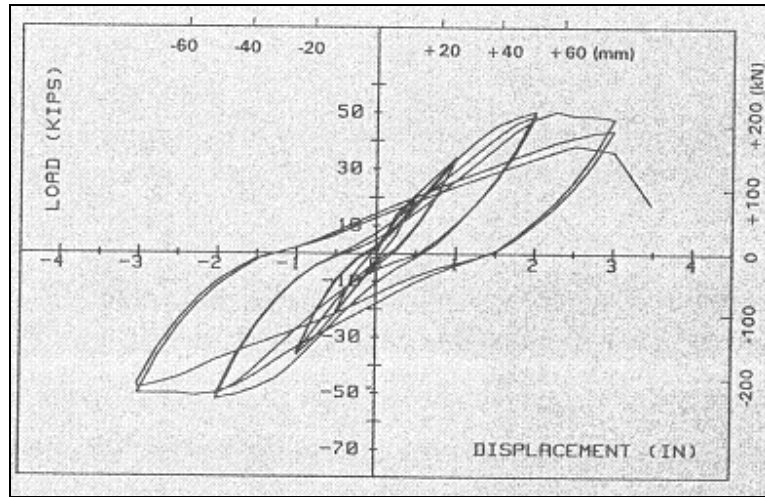
El momento experimental alcanzado fue 367. El momento calculado fue levemente inferior en esta conexión llegándose a una razón de momentos de 0,97. La energía disipada supera notablemente al caso monolítico llegando a ser hasta un 40% mayor. El drift máximo alcanzado llega al 3% indicando un buen comportamiento.

La parte crítica de las conexiones son las soldaduras, por donde se inician las fallas. Por lo que se debe tener sumo cuidado en la calidad de estas. Es necesario mayor refuerzo de corte en las vigas y columnas debido a la discontinuidad de estos.

Las fuerzas de corte fuera de la región conectada son casi idénticas para prefabricados y monolíticas. Las barras intermedias de prefabricados contribuyen a su capacidad solo en etapas avanzadas del ensayo.

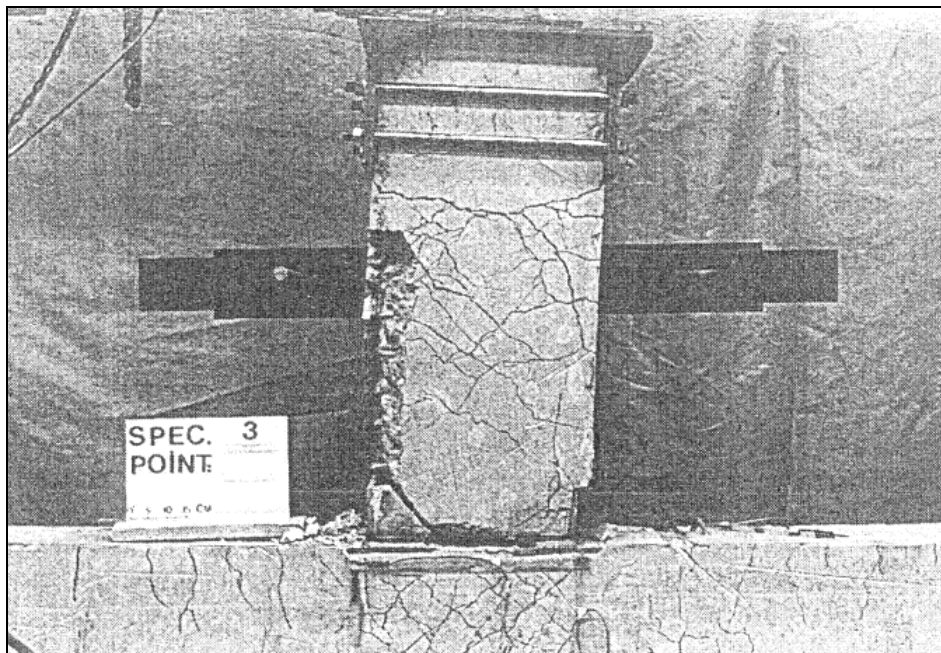
Del ensayo realizado se obtuvo el siguiente gráfico.

Gráfico nº 15: resultados del ensayo



PCI Journal vol. 38 nº 5, 1993 "Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Siesmic Regions" (ref. 7)

Foto nº 18: falla del espécimen



PCI Journal vol. 38 nº 5, 1993 "Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Siesmic Regions" (ref. 7)

4.1.2.5 Conexión N° 15: Conexión fuerte soldada mediante placa y ángulos

El procedimiento y montaje es el mismo que el de las otras conexiones soldadas. La columna se colocó en forma horizontal y la carga se aplicó en el extremo libre de la viga. La columna fue sometida a una carga axial constante igual a 89kN. Los ciclos desarrollados durante el ensayo se aumentaron 13mm después del ciclo de 25mm, como se indica a continuación: un ciclo de 13mm, dos ciclos de 25mm, dos ciclos de 38mm, dos ciclos de 51mm y dos ciclos de 64mm. Solo el primer ciclo corresponde al rango elástico.

La zona de rótula plástica puede ser reubicada exitosamente mediante refuerzos longitudinales intermedios en ciertas zonas de la viga. Esta conexión con rótula reubicada es comparable en fuerza y ductilidad a especímenes hechos in situ con rótula en la cara de la columna.

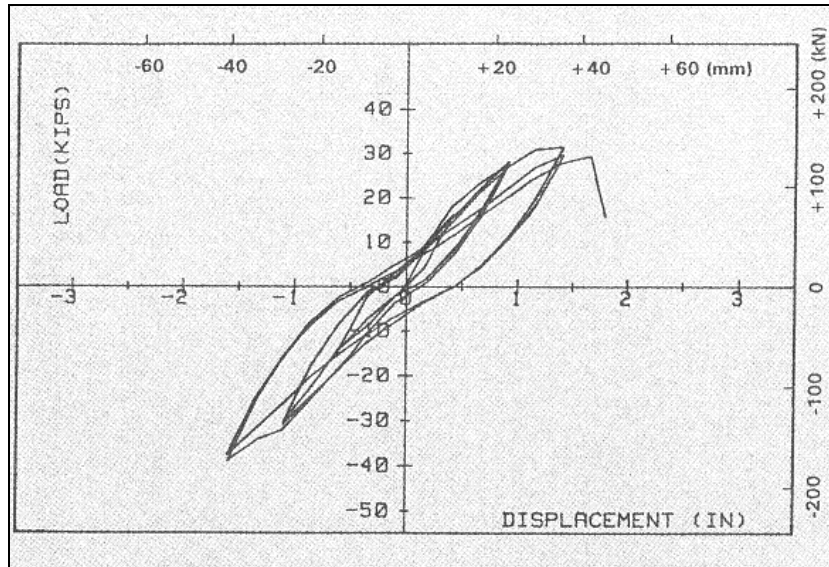
El momento alcanzado fue menor al calculado en un 20% llegando a un radio comparado de 0,81. La energía disipada es muy inferior al caso monolítico alcanzando solo un 54% de este. El drift máximo alcanzado no llegó al 2% indicando un comportamiento realmente pobre. Este tipo de conexión no es recomendado.

La parte crítica de las conexiones son las soldaduras, por donde se inician las fallas. Por lo que se debe tener sumo cuidado en la calidad de estas. Es necesario mayor refuerzo de corte en prefabricados debido a la discontinuidad de estos.

Las fuerzas de corte en la región conectada son casi idénticas para prefabricados y monolíticas. Los refuerzos de confinamiento en la junta monolítica son adecuados también para el prefabricado. Las barras intermedias de prefabricados contribuyen a su capacidad solo en etapas avanzadas del ensayo.

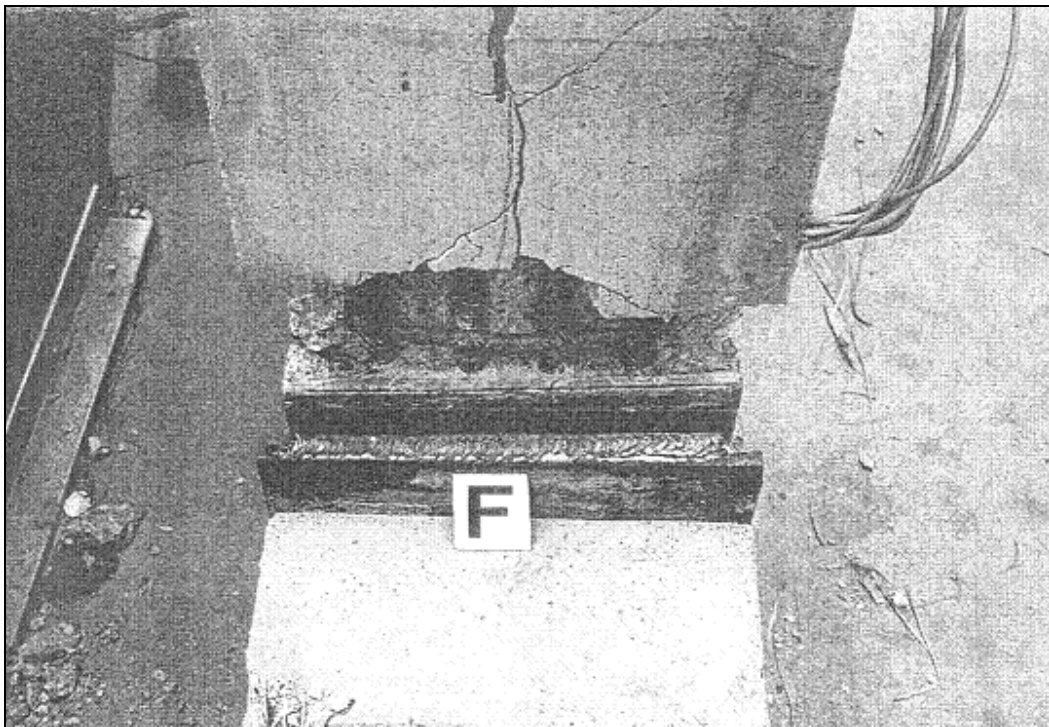
A continuación se muestra el gráfico de los datos obtenidos en el ensayo y una fotografía de la probeta ensayada.

Gráfico nº 16: resultados del ensayo



PCI Journal vol. 38 nº 5, 1993 "Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Siesmic Regions" (ref. 7)

Foto nº 19: falla del espécimen



PCI Journal vol. 38 nº 5, 1993 "Moment Resistant Connections in Precast Concrete Frames for Siesmic Regions" (ref. 7)

4.2 Juntas que no emulan a las monolíticas

4.2.1 Conexión N° 16: Post-tensada con refuerzo contribuyente en un 30% de flexión

El ensayo de esta conexión sigue el procedimiento que indica la norma ACI T1.1, que se muestra al inicio del capítulo.

Este espécimen post tensado tiene resistencia a la flexión hasta drift del 4% sin una pérdida considerable de resistencia. La respuesta histerética de la conexión híbrida se acerca a la monolítica en medida en que se aumenta el refuerzo en la conexión.

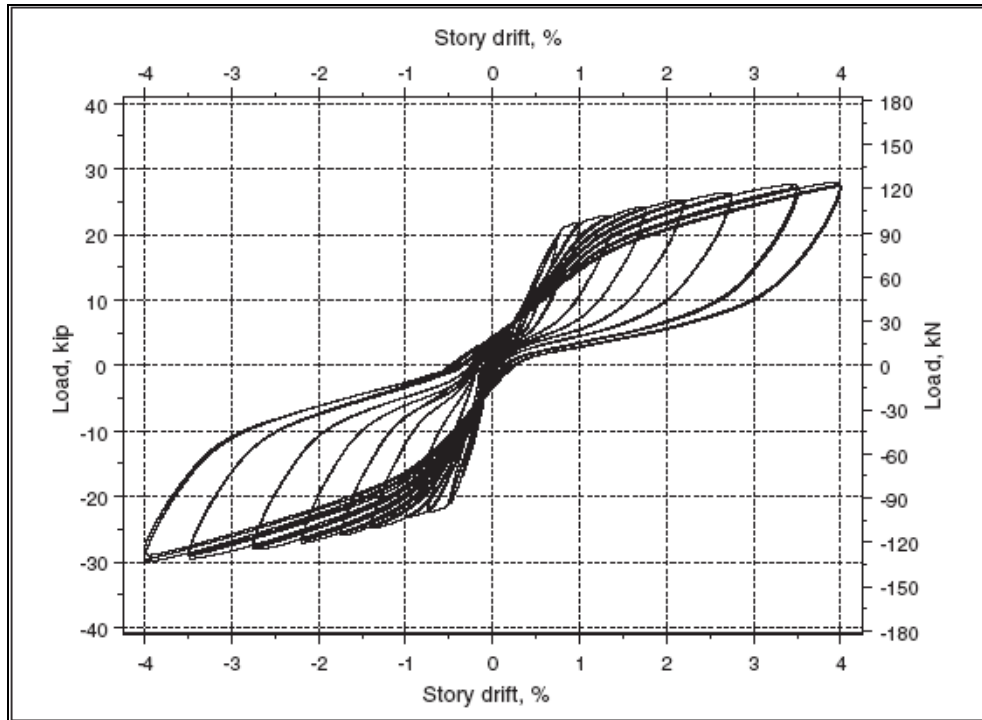
El valor de la secante de rigidez cambio notablemente con la abertura de la grieta generada en la interfase viga columna.

La disipación de energía con una mayor cantidad de refuerzo se acercaría a la monolítica. Pero por otra parte al aumentar el refuerzo también se incrementarían los desplazamientos residuales, por lo que no es recomendado aumentar más el refuerzo.

Refuerzo de contribución a la flexión de 20% a 30% parece ser lo más adecuado para la conexión, considerando criterios de resistencia, ductilidad, energía de disipación y desplazamientos residuales mínimos.

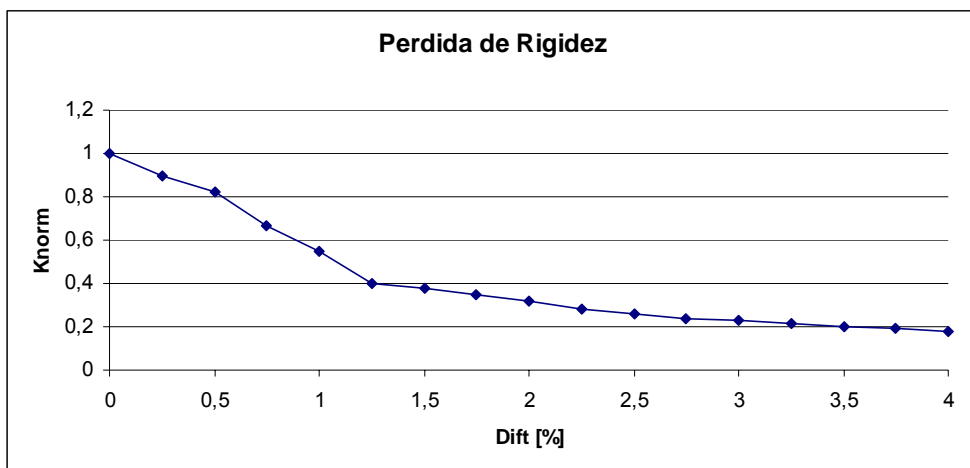
Del ensayo realizado a esta conexión se obtuvo los siguientes gráficos a través de los diferentes ciclos efectuados.

Grafico nº 17: resultados del ensayo



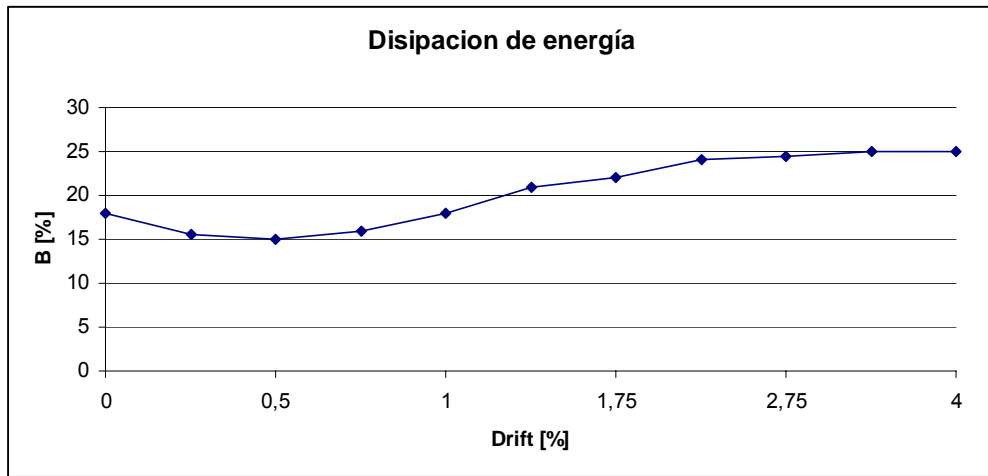
PCI Journal "Behavior of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Connections with Different Percentages of Mild Steel Reinforcement" (ref. 15)

Gráfico nº 18: Perdida de rigidez



PCI Journal "Behavior of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Connections with Different Percentages of Mild Steel Reinforcement" (ref. 15)

Gráfico nº 19: disipación de energía



PCI Journal "Behavior of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Connections with Different Percentages of Mild Steel Reinforcement" (ref. 15)

Foto nº 20: falla de espécimen



PCI Journal "Behavior of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Connections with Different Percentages of Mild Steel Reinforcement" (ref. 15)

CAPÍTULO V

CÁLCULO DE CONEXIONES Y COMPARACIÓN CON LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES

En este capítulo se muestran los métodos y las ecuaciones con las cuales se calcularon las resistencias de las conexiones. Posteriormente se enseñan los resultados obtenidos para cada una de estas y se los compara con los valores de los ensayos enseñados en el capítulo anterior.

5.1 Simbología

A_s : área de acero en tensión.

A_s' : área de acero en compresión.

f_y : resistencia especificada a la fluencia del acero.

f_c' : resistencia especificada a la compresión del hormigón.

d : distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d' : distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en compresión.

a : profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzo.

b : ancho de la cara en compresión del elemento

β_1 : factor que relaciona la profundidad de bloque equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

ρ : cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área **bd** .

ρ' : cuantía del refuerzo A_s' evaluada sobre el área **bd** .

ρ_b : cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área **bd** que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria.

ρ_{max} : cuantía del refuerzo A_s máxima para que el elemento se considere como simplemente armado, correspondiente a una fracción de la cuantía ρ_b .

ρ_{min} : cuantía del refuerzo A_s mínima.

M_n : momento nominal calculado.

E_s : modulo de elasticidad del acero.

f_s' : tensión del refuerzo en compresión.

ϵ_u : deformación unitaria del acero.

P_n : capacidad a la compresión.

A_c : área de hormigón.

C : compresión.

h : altura del elemento.

V_{nn} : corte en el nudo.

V_{nv} : corte nominal de viga.

V_{nfc} : corte de fricción en cara de nudo.

A_j : área efectiva de la sección transversal del nudo medida en un plano paralelo al plano del refuerzo que genera cortante en el nudo.

A_{vf} : área de refuerzo de cortante por fricción.

μ : coeficiente de fricción.

A_v : área de refuerzo de cortante con espaciamiento s .

s : espaciamiento entre estribos.

5.2 Métodos de cálculo.

El método aquí mostrado, corresponde a las ecuaciones que se pueden encontrar en cualquier libro que enseñe el cálculo de elementos de hormigón armado y que cumpla a su vez con las ecuaciones requeridas por el ACI 318-05.

5.2.1 Cálculo de momento de viga

$$\rho = \frac{As}{bd} \quad (2)$$

$$\beta = \begin{cases} 0,85 & fc' \leq 30MPa \\ 0,85 - 0,008(fc' - 30) & fc' > 30 \\ 0,65 & fc' > 55 \end{cases} \quad (3)$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{fc'}{fy} \cdot \frac{600}{600 + fy} \quad (4)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (5)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} \quad (6)$$

Si $\rho < \rho_{\max}$ se toma como simple armada y se continúa de la siguiente forma:

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \quad (7)$$

$$Mn = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (8)$$

Si $\rho > \rho_{\max}$ entonces se continúa de la siguiente forma:

Si $\rho < \bar{\rho}_b \Rightarrow As$ fluye y $\rho > \rho_{cy} \Rightarrow As'$ fluye

Con

$$\bar{\rho}b = \rho b + \rho' \quad (9)$$

$$\rho c y = 0,85 \cdot \beta 1 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \frac{d'}{d} \cdot \frac{600}{600 + f_y} + \rho' \quad (10)$$

Entonces

$$Mn = A_s' \cdot f_y \cdot (d - d') + (A_s - A_s') \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (11)$$

Ahora si **A_s'** no fluye y **A_s** sí, entonces se calcula como sigue:

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot \beta 1 \cdot f_c' \cdot b \cdot c + A_s' \cdot \epsilon u \cdot E_s \cdot \frac{c - d'}{c} \Rightarrow c \quad (12)$$

$$f_s' = \epsilon u \cdot E_s \cdot \frac{c - d'}{c} \quad (13)$$

$$a = \beta 1 \cdot c \quad (14)$$

$$Mn = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d') \quad (15)$$

5.2.2 Cálculo de capacidad de compresión axial

La compresión axial máxima de la columna se calcula mediante la ecuación mostrada a continuación:

$$Pn = 0,8 \cdot (0,85 \cdot f_c' \cdot A_c + A_s \cdot F_y) \quad (16)$$

5.2.3 Cálculo de momento de columna dada cierta compresión

Escogemos un valor cualquiera de c , luego se calculan fs' y a con las ecuaciones (13) y (14) respectivamente. A continuación calculamos la compresión con la siguiente formula:

$$C = 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \quad (17)$$

Y después obtenemos el valor de Pn con la formula:

$$Pn = C + As' \cdot fs' - As \cdot fy \quad (18)$$

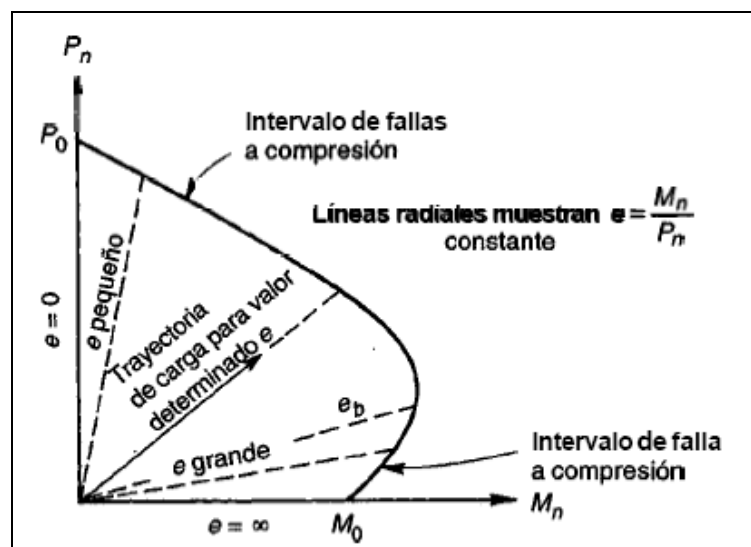
Para finalmente calcular Mn según:

$$Mn = Pn \cdot \left(\frac{h}{2} - a\right) + As' \cdot fs' \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) + As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad (19)$$

Entonces variando los valores de c y graficando los valores de Pn v/s Mn obtenemos un diagrama flexo-compresión del cual obtenemos el valor de momento resistente de la columna dado cierto valor de compresión.

Un ejemplo de un diagrama de flexo-compresión se muestra a continuación.

Esquema nº 8: flexo-compresión



Esquema extraído de "Diseño de estructuras de concreto" por Arthur Nilson. (ref. 4)

5.2.4 Cálculos en el nudo

El corte del nudo se calcula según la ecuación:

$$V_{nn} = \sqrt{f_c'} \cdot A_j \quad (20)$$

Y el corte por fricción en la cara del nudo se calcula a través de:

$$V_{nfc} = A_{vf} \cdot f_y \cdot \mu \quad (21)$$

En estos casos μ toma el valor 1.

5.2.5 Cálculo del corte de viga

Dado los refuerzos presentes en las vigas y los espaciamientos entre estribos se calcula el corte V_{nv} de la ecuación (22).

$$V_{nv} = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} + \phi \cdot 0,17 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad (22)$$

Con $\phi = 0,85$ factor de seguridad (de acuerdo a ACI 318-05).

5.2.6 Cálculo de momento de viga post-tensada

El calculo de la conexión híbrida, con cable post-tensado y armadura de refuerzo adicional, se realizó a través del método del texto indicado en la bibliografía nº 8: "Simplified design procedure for hybrid precast concrete connections".

5.3 Resultados.

Para la realización de los cálculos de momentos de las vigas, se consideró la sección transversal más desfavorable o aquella en que se espera falla, contabilizando las calidades de los materiales, la cantidad de refuerzo presente y la sollicitación esperada en esa cara. Una vez realizados los cálculos, mediante el método mostrado, en cada uno de los especímenes mostrados antes, se obtuvieron los siguientes resultados.

5.3.1 Conexión Nº 1: Conexión con hormigón en sitio en zona viga-columna.

Tabla XLIX: Resultados

DATOS DE ENTRADA		RESULTADOS		Experimental
Seccion critica viga		Viga		Mn exp [kNm]
d [mm] =	657	Mn [kNm]	366,6	330
d' [mm] =	43	Vn [kN]	475	
fc' [Mpa] =	30	Columna		
fy [Mpa] =	304	Mn [kNm]	456,2	
As [mm ²] =	1847	Pn [kN]	7058	
As1' [mm ²] =	2438	P-aplic	0	
As2' [mm ²] =	1810	Nudo		
seccion critica columna		Vn [kN]	1479	
Ac [mm ²] =	265678	Vn friccion[kN]	1155	
As [mm ²] =	2161			
As' [mm ²] =	2161			
As total [mm ²] =	4322			
fc' [Mpa] =	30			
fy [Mpa] =	474			
d [mm] =	495			
d' [mm] =	105			

5.3.2 Conexión N° 2: Conexión con viga que incorpora zona de viga-columna.

Tabla L: Resultados

DATOS DE ENTRADA		=>	RESULTADOS		Experimental
Seccion critica viga			Viga		Mn exp [kNm]
d [mm] =	657		Mn [kNm]	322	314
d' [mm] =	43		Vn [kN]	475	
fc' [Mpa] =	30		Columna		
fy [Mpa] =	285		Mn [kNm]	454	
As [mm ²] =	1810		Pn [kN]	7174	
As' [mm ²] =	1810		P-aplic	0	
seccion critica columna			Nudo		
Ac [mm ²] =	265476		Vn [kN]	1479	
As [mm ²] =	2262		Vn friccion[kN]	1031	
As' [mm ²] =	2262				
As total [mm ²] =	4524				
fc' [Mpa] =	30				
fy [Mpa] =	486				
d [mm] =	461				
d' [mm] =	139				

5.3.3 Conexión N° 3: Conexión en cuerpo de la columna.

Tabla LI: Resultados

DATOS DE ENTRADA		=>	RESULTADOS		Experimental
Seccion critica viga			Viga		Mn exp [kNm]
d [mm] =	470		Mn [kNm]	197	187
d' [mm] =	30		Vn [kN]	433	
fc' [Mpa] =	52		Columna		
fy [Mpa] =	472		Mn [kNm]	230	
As [mm ²] =	942,5		Pn [kN]	6733	
As' [mm ²] =	942,5		P-aplic	614	
seccion critica columna			Nudo		
Ac [mm ²] =	156859		Vn [kN]	1153	
As [mm ²] =	1571		Vn friccion[kN]	791	
As' [mm ²] =	1571				
As total [mm ²] =	3142				
fc' [Mpa] =	52				
fy [Mpa] =	472				
d [mm] =	273				
d' [mm] =	30				

5.3.4 Conexión N° 4: Conexión en cuerpo de viga.

Tabla LII: Resultados

DATOS DE ENTRADA		RESULTADOS		Experimental
Seccion critica viga		Viga		Mn exp [kNm]
d [mm] =	470	Mn [kNm]	199	195
d' [mm] =	30	Vn [kN]	425	
fc' [Mpa] =	40	Columna		
fy [Mpa] =	472	Mn [kNm]	208	
As [mm ²] =	942,5	Pn [kN]	5453	
As' [mm ²] =	942,5	P-aplic	545	
seccion critica columna		Nudo		
Ac [mm ²] =	156859	Vn [kN]	1012	
As [mm ²] =	2199	Vn friccion[kN]	791	
As' [mm ²] =	943			
As total [mm ²] =	3142			
fc' [Mpa] =	40			
fy [Mpa] =	472			
d [mm] =	273			
d' [mm] =	30			

5.3.5 Conexión N° 5: Conexión apernada.

Tabla LIII: Resultados

DATOS DE ENTRADA		RESULTADOS		Experimental
Seccion critica viga		Viga		Mn exp [kNm]
d [mm] =	420	Mn [kNm]	173	184
d' [mm] =	80	Vn [kN]	335	
fc' [Mpa] =	30	Columna		
fy [Mpa] =	472	Mn [kNm]	190	
As [mm ²] =	942	Pn [kN]	4386	
As' [mm ²] =	942	P-aplic	439	
seccion critica columna		Nudo		
Ac [mm ²] =	156859	Vn [kN]	876	
As [mm ²] =	2199	Vn friccion[kN]	791	
As' [mm ²] =	943			
As total [mm ²] =	3141			
fc' [Mpa] =	30			
fy [Mpa] =	472			
d [mm] =	273			
d' [mm] =	30			

5.3.6 Conexión N° 6: Conexión con ganchos amarrados.

Tabla LIV: Resultados

DATOS DE ENTRADA		=>	RESULTADOS		Experimental
Seccion critica viga			Viga		Mn exp [kNm]
d [mm] =	432		Mn+ [kNm]	265	315
d' [mm] =	74		Mn- [kNm]	466	
fc' [Mpa] =	32		Vn [kN]	413	
fy [Mpa] =	446		Columna		
As [mm ²] =	1610		Mn [kNm]	574	
As' [mm ²] =	2747		Pn [kN]	7605	
seccion critica columna			P-aplic	0	
Ac [mm ²] =	243567		Nudo		
As [mm ²] =	3216,5		Vn [kN]	1414	
As' [mm ²] =	3216,5		Vn friccion[kN]	1375	
As total [mm ²] =	6433				
fc' [Mpa] =	32				
fy [Mpa] =	448				
d [mm] =	452				
d' [mm] =	48				

5.3.7 Conexión N° 7: Conexión con ganchos en forma de U.

Tabla LV: Resultados

DATOS DE ENTRADA		=>	RESULTADOS		Experimental
Seccion critica viga			Viga		Mn exp [kNm]
d [mm] =	396		Mn+ [kNm]	196	306
d' [mm] =	67		Mn- [kNm]	500	
fc' [Mpa] =	40		Vn [kN]	426	
fy [Mpa] =	460		Columna		
As [mm ²] =	1119		Mn [kNm]	784	
As' [mm ²] =	2747		Pn [kN]	10009	
seccion critica columna			P-aplic	0	
Ac [mm ²] =	245464		Nudo		
As [mm ²] =	2268		Vn [kN]	1620	
As' [mm ²] =	2268		Vn friccion[kN]	1375	
As total [mm ²] =	4536				
fc' [Mpa] =	42				
fy [Mpa] =	431				
d [mm] =	437				
d' [mm] =	63				

5.3.8 Conexión Nº 8: Conexión con viga en forma de canal.

Tabla LVI: Resultados

DATOS DE ENTRADA		RESULTADOS		Experimental
Seccion critica viga		Viga		Mn exp [kNm]
d [mm] =	180	Mn [kNm]	27,7	25,5
d' [mm] =	20	Vn [kN]	108	
fc' [Mpa] =	37	Columna		
fy [Mpa] =	420	Mn [kNm]	26	
As [mm ²] =	383	Pn [kN]	1201	
As' [mm ²] =	383	P-aplic	148	
seccion critica columna		Nudo		
Ac [mm ²] =	39372	Vn [kN]	243	
As [mm ²] =	392	Vn friccion[kN]	190	
As' [mm ²] =	236			
As total [mm ²] =	628			
fc' [Mpa] =	37			
fy [Mpa] =	420			
d [mm] =	151			
d' [mm] =	15			

5.3.9 Conexión Nº 9: Conexión de perfiles ángulo soldados.

Tabla LVII: Resultados

DATOS DE ENTRADA		RESULTADOS		Experimental
Seccion critica viga		Viga		Mn exp [kNm]
d [mm] =	533	Mn [kNm]	339	367
d' [mm] =	77	Vn [kN]	681	
fc' [Mpa] =	28	Columna		
fy [Mpa] =	453	Mn [kNm]	124	
As [mm ²] =	1520	Pn [kN]	4420	
As' [mm ²] =	1520	P-aplic	89	
seccion critica columna		Nudo		
Ac [mm ²] =	160909	Vn [kN]	872	
As [mm ²] =	2454	Vn friccion[kN]	1194	
As' [mm ²] =	1472			
As total [mm ²] =	3927			
fc' [Mpa] =	28			
fy [Mpa] =	432			
d [mm] =	279			
d' [mm] =	76			

5.3.10 Conexión Nº 10: Conexión soldada mediante placa y ángulos.

Tabla LVIII: Resultados

DATOS DE ENTRADA		RESULTADOS		Experimental
Seccion critica viga		Viga		Mn exp [kNm]
d [mm] =	533	Mn [kNm]	244	242
d' [mm] =	77	Vn [kN]	681	
fc' [Mpa] =	28	Columna		
fy [Mpa] =	476	Mn [kNm]	110	
As [mm ²] =	1018	Pn [kN]	4182	
As' [mm ²] =	1018	P-aplic	89	
seccion critica columna		Nudo		
Ac [mm ²] =	161795	Vn [kN]	872	
As [mm ²] =	1520,5	Vn friccion[kN]	855	
As' [mm ²] =	1520,5			
As total [mm ²] =	3041			
fc' [Mpa] =	28			
fy [Mpa] =	453			
d [mm] =	330			
d' [mm] =	76			

5.3.11 Conexión Nº 11: Conexión a mitad de luz con ganchos en 180°

Tabla LIX: Resultados

DATOS DE ENTRADA		RESULTADOS		Experimental
Seccion critica viga		Viga		Mn exp [kNm]
d [mm] =	651	Mn [kNm]	357	271
d' [mm] =	49	Vn [kN]	461	
fc' [Mpa] =	30	Columna		
fy [Mpa] =	313	Mn [kNm]	415	
As [mm ²] =	1847	Pn [kN]	7857	
As' [mm ²] =	1847	P-aplic	0	
seccion critica columna		Nudo		
Ac [mm ²] =	317719	Vn [kN]	1760	
As [mm ²] =	2513	Vn friccion[kN]	1240	
As' [mm ²] =	1257			
As total [mm ²] =	3770			
fc' [Mpa] =	30			
fy [Mpa] =	456			
d [mm] =	402			
d' [mm] =	45			

5.3.12 Conexión N° 12: Conexión a mitad de luz con ganchos en 90°

Tabla LX: Resultados

DATOS DE ENTRADA		=> RESULTADOS		Experimental
Seccion critica viga		Viga		Mn exp [kNm]
d [mm] =	651	Mn [kNm]	242	249
d' [mm] =	49	Vn [kN]	483	
fc' [Mpa] =	30	Columna		
fy [Mpa] =	313	Mn [kNm]	415	
As [mm ²] =	1231	Pn [kN]	7857	
As' [mm ²] =	1231	P-aplic	0	
seccion critica columna		Nudo		
Ac [mm ²] =	317719	Vn [kN]	1760	
As [mm ²] =	2513	Vn friccion[kN]	771	
As' [mm ²] =	1257			
As total [mm ²] =	3770			
fc' [Mpa] =	30			
fy [Mpa] =	456			
d [mm] =	402			
d' [mm] =	45			

5.3.13 Conexión N° 13: Conexión a mitad de luz con barras de empalme rectas.

Tabla LXI: Resultados

DATOS DE ENTRADA		=> RESULTADOS		Experimental
Seccion critica viga		Viga		Mn exp [kNm]
d [mm] =	622	Mn [kNm]	232	243
d' [mm] =	77,5	Vn [kN]	552	
fc' [Mpa] =	30	Columna		
fy [Mpa] =	307	Mn [kNm]	415	
As [mm ²] =	1256	Pn [kN]	7856	
As' [mm ²] =	1256	P-aplic	0	
seccion critica columna		Nudo		
Ac [mm ²] =	317719	Vn [kN]	1760	
As [mm ²] =	2513	Vn friccion[kN]	1055	
As' [mm ²] =	1257			
As total [mm ²] =	3770			
fc' [Mpa] =	30			
fy [Mpa] =	456			
d [mm] =	402			
d' [mm] =	45			

5.3.14 Conexión N° 14: Conexión fuerte de perfiles ángulo soldados.

DATOS DE ENTRADA	
Seccion critica viga	
d [mm] =	533
d' [mm] =	77
fc' [Mpa] =	28
fy [Mpa] =	453
As [mm ²] =	1520
As' [mm ²] =	1520
seccion critica columna	
Ac [mm ²] =	160909
As [mm ²] =	2454
As' [mm ²] =	1472
As total [mm ²] =	3927
fc' [Mpa] =	28
fy [Mpa] =	432
d [mm] =	279
d' [mm] =	76

Tabla LXII: Resultados

RESULTADOS		Experimental
Viga		Mn exp [kNm]
Mn [kNm]	339	367
Vn [kN]	681	
Columna		
Mn [kNm]	124	
Pn [kN]	4420	
P-aplic	89	
Nudo		
Vn [kN]	872	
Vn friccion[kN]	1194	

5.3.15 Conexión N° 15: Conexión fuerte soldada mediante placa y ángulos.

DATOS DE ENTRADA	
Seccion critica viga	
d [mm] =	533
d' [mm] =	77
fc' [Mpa] =	28
fy [Mpa] =	476
As [mm ²] =	1018
As' [mm ²] =	1018
seccion critica columna	
Ac [mm ²] =	161795
As [mm ²] =	1520,5
As' [mm ²] =	1520,5
As total [mm ²] =	3041
fc' [Mpa] =	28
fy [Mpa] =	453
d [mm] =	330
d' [mm] =	76

Tabla LXIII: Resultados

RESULTADOS		Experimental
Viga		Mn exp [kNm]
Mn [kNm]	244	242
Vn [kN]	681	
Columna		
Mn [kNm]	110	
Pn [kN]	4182	
P-aplic	89	
Nudo		
Vn [kN]	872	
Vn friccion[kN]	855	

5.3.16 Conexión N° 16: Conexión post-tensada con refuerzo contribuyente en un 30% de flexión.

Tabla LXIV: Resultados

DATOS DE ENTRADA	
Seccion critica viga	
d [mm] =	438
db [mm] =	20
b [mm] =	300
h [mm] =	500
fc' [Mpa] =	52
fy [Mpa] =	472
fu [Mpa] =	574
Lu [mm] =	80
As [mm ²] =	314
As' [mm ²] =	314
Aps' [mm ²] =	796
Lu,ps [mm] =	80
eps,ini =	0,0093
εu =	0,14
seccion critica columna	
Ac [mm ²] =	157487
As [mm ²] =	1885
As' [mm ²] =	628
As total [mm ²] =	2513
fc' [Mpa] =	52
fy [Mpa] =	472
d [mm] =	313
d' [mm] =	30

=>

RESULTADOS		Experimental
Viga		Mn exp [kNm]
Mn+ [kNm]	216	247
Mn- [kNm]	317	
Vn [kN]	429	
Columna		
Mn [kNm]	232	
Pn [kN]	6732	
P-aplic	673	
Nudo		
Vn [kN]	1153	
Vn friccion[kN]	825	

5.4 Resumen y comentarios

Luego, comparando los valores teóricos de los momentos y los obtenidos mediante las pruebas hechas a los distintos tipos de conexiones, se obtiene la siguiente tabla:

Tabla LXV: Resumen

Razón entre momentos			
Tipo de Conexión	M experimental (1)	M calculado (2)	(1)/(2)
Gancho 180°	271	357	0,76
Gancho 90°	249	242	1,03
Barras rectas	243	232	1,05
Hormigón en sitio en zona viga-columna	330	366,6	0,90
Viga que incorpora zona viga-columna	314	322	0,98
Ganchos amarrados	315	265	1,19
Ganchos en forma de U	306	196	1,56
Conexión en cuerpo de columna	187	197	0,95
Conexión en cuerpo de viga	195	199	0,98
Conexión apernada	184	173	1,06
Viga canal	27,5	24,6	1,12
Ángulos soldados	367	339	1,08
Placa y ángulos	242	244	0,99
Ángulos soldados Fuerte	330	339	0,97
Placa y ángulos Fuerte	198	244	0,81
Cable postensado	247	216	1,14

De los resultados anteriores se puede realizar los siguientes comentarios:

1- Los valores que se obtienen según el método de cálculo mostrado en el presente trabajo, en general resultan ser adecuados y entregan un desempeño confiable de acuerdo a lo que experimentará la conexión al ser sometida a cargas cíclicas. Aquellas conexiones que presentan una razón entre el momento experimental y el momento teórico menor a uno, caen en el rango deseado al multiplicar el valor de momento calculado por el factor de seguridad ($\Phi=0,9$), a excepción de la conexión fuerte mediante placa y ángulos soldados y la conexión a mitad de luz con ganchos en 180°. Ambas siguen quedando bajo la resistencia deseada al aplicar este factor de seguridad.

2- En el caso de la conexión soldada por placa y ángulos, el momento calculado es bastante superior al teórico, aún utilizando el factor de seguridad, este valor es menor a lo deseado. Es decir, el cálculo de esta conexión no nos entrega un valor confiable, por lo que no es recomendable utilizarla.

3- En la conexión con ganchos en 180° , la falla no se produce en la conexión sino que en las cabezas de la viga, que son las zonas más solicitadas, por lo que es necesario reforzar estas áreas, pues el ensayo demostró que la conexión tuvo un comportamiento muy satisfactorio.

4-Las conexiones que poseen una razón entre momentos mayor a uno, de antemano están cumpliendo con los requerimientos de resistencia exigidos, por lo que al utilizar el factor de seguridad esta resistencia aumentará teniéndose un pequeño sobre-dimensionamiento. La conexión con ganchos en forma de U, posee un radio de 1,56 lo que ya muestra un sobre dimensionamiento considerable, por lo que al aplicar el factor de seguridad este se hace aún mayor, lo que quiere decir que si bien esta forma de conectar cumple con los requisitos de resistencia de la norma, su resistencia podría ser reducida de manera de ser más económica.

5- Se debe notar también que en los casos de conexiones fuertes mediante soldaduras, la rotula se logró reubicar exitosamente mediante refuerzos adicionales en los extremos de la viga. La resistencia de estas conexiones, se calculó para la sección en que se esperaba plastificación, pero la falla no se ubicó en la zona deseada, sino que esta se produjo en las soldaduras. Esta es la razón por la cual una de estas conexiones muestra una razón entre momentos menor a lo deseado. La otra, si bien la falla no ocurre en la zona esperada, resiste esfuerzos cercanos al esperado.

6- En los casos de la conexión con cable post-tensado y la conexión con ganchos amarrados, presentan una razón entre momentos adecuada, pero que al ser aplicado el factor de seguridad, también llegan a indicar un sobre dimensionamiento. Este tipo de conexiones podría estudiarse en detalle, para ver si es posible eliminar el factor de seguridad y así la razón entre momentos final estaría en un rango aceptable.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES

1- Se puede observar que casi todas las conexiones presentadas poseen la suficiente resistencia, disipación de energía y ductilidad como para ser utilizadas en un país de sismicidad alta como Chile.

2- La mayor parte de las conexiones mostradas en este trabajo, caen en la categoría Emulación Monolítica. Dentro de estas se ve un mayor número de conexiones dúctiles, y solo unas pocas conexiones fuertes.

3- De todas las conexiones mostradas, las que corresponden a sistemas soldados son las que presentan un comportamiento más pobre, una de las razones de esto, puede ser que las soldaduras requieren un alto control de calidad, además de que estas dañan al hormigón adyacente a estas, facilitando que en estos lugares se produzcan las primeras grietas frente a solicitaciones. Es por esto que no es recomendable utilizarlas, ya que existen muchas otras formas de realizar las conexiones, obteniendo comportamientos similares o mejores y evitando el alto control de calidad y mano de obra calificada que se requiere en las soldaduras, que además significan un alza de los costos.

4- A pesar de no ser recomendables las conexiones soldadas, aquellas que aparecen en la clasificación "Conexiones Fuertes", muestran un modo fácil y exitoso de reubicar la rótula plástica posible de utilizar en otro tipo de conexiones más eficientes logrando tener de esta forma una conexión fuerte de un comportamiento mucho más satisfactorio.

5- De las conexiones mostradas, aquellas que se destacan son la conexión apernada y la conexión con cable post-tensado. La conexión apernada, tiene la gran ventaja de ser una de las con menor trabajo en sitio, sin un desmedro en su comportamiento sísmico. Su radio comparativo de momento resistente entra en un rango seguro sin mostrar sobre dimensionamiento. La conexión con cable post-tensado tiene un gran desempeño tanto de resistencia y energía de disipación, pero por sobre todo se destaca en deformaciones residuales, las cuales son mínimas, permitiendo a la estructura que con reparaciones mínimas continúe trabajando correctamente después de haber sido sometida a cargas sísmicas.

6- De los cálculos realizados se puede concluir que estos son bastante confiables, pues los resultados obtenidos en forma teórica son cercanos a aquellos valores obtenidos en los experimentos. Esto se puede ver en la tabla que muestra los radios comparativos entre los resultados teóricos y aquellos obtenidos en los ensayos. Lo que quiere decir, que solo es necesario escoger cual es la sección más desfavorable que se presenta a través de la conexión o cual es la sección en que se espera la falla, para poder obtener resultados confiables y cercanos a los que ocurrirán en la práctica. Además estos cálculos son sencillos, algo muy deseable al trabajar en cualquier tipo de proyecto.

A estas conclusiones se le puede agregar algunos comentarios y observaciones personales que surgen de la realización del presente informe.

De lo aquí realizado, se da pie para estudios futuros sobre estas mismas conexiones, de forma de rehacer los cálculos que las validen según la norma vigente y poder indicar las fórmulas que controlan a cada conexión, para así poder realizar el calculo necesario, al momento de modificar las dimensiones según los requerimientos del proyecto en que se trabaje.

Por otra parte, lo planteado en este trabajo puede seguir una línea de estudios futuros de laboratorio, ya sea ensayando las conexiones de interés y realizando modificaciones y mejoras a estas, como el realizar nuevas conexiones basadas en las ya mostradas.

En general, las conexiones se realizan cercanas al lugar más solicitado de los elementos que corresponde a la zona viga-columna. Es por esto que las conexiones fuertes, por tener que mantenerse elásticas ante las solicitaciones, se diseñan con refuerzos adicionales que significan un mayor costo. Debido a esto en muchos proyectos realizados mediante hormigón prefabricado, se opta de antemano por conexiones dúctiles. Por otra parte, las conexiones fuertes cercanas a la unión viga-columna, en general presentan la ventaja de que al ser sometidas a cargas sísmicas, los daños se producen lejos de las columnas resultando así una estructura segura aún frente a fallas en sus elementos, además las posteriores reparaciones son más factibles y de menor costo. En el caso de realizar las conexiones a mitad de luz, por encontrarse en una zona muy poco solicitada, no requiere refuerzos adicionales para que se mantenga elástica frente a solicitaciones, por lo que la conexión cae en la clasificación “fuerte”, sin significar un mayor costo.

Se debe tener presente, que en este tipo de estructuras es de real importancia que el proyecto este bien especificado y detallado, puesto que cada elemento estará construido en planta y en terreno solo se unirán las distintas partes. Esto no permite correcciones en sitio como las estructuras comunes, requiriendo que cada pieza este perfectamente elaborada para que calcen unas con otras, para formar la estructura correctamente.

Al párrafo anterior, se relaciona al porqué de la velocidad de construcción de las estructuras de hormigón prefabricado. Como sus elementos se elaboran en planta, la construcción significa solo un correcto ensamblaje de las piezas, siendo esto mucho más rápido que elaborar cada una de los elementos en terreno.

De todos los documentos estudiados para la realización de este trabajo, y de lo que se muestra en éste, cabe destacar algunas consideraciones que se debe tener a la hora de realizar conexiones de elementos prefabricados de hormigón:

- Es preferible disminuir la cantidad de soldaduras o evitar su uso, sobretodo las que deben realizarse en sitio, tanto por los costos que estas involucran y por los altos controles que son necesarios para asegurar su calidad, así como por ser puntos en donde se inician las fallas de las conexiones.
- Las conexiones mediante cables post-tensados como la que se muestra en este trabajo, tienen un comportamiento destacable, además de no requerir demasiadas reparaciones para seguir en operación después de haber sido sometida a cargas sísmicas.
- Las conexiones apernadas suelen ser las de menor trabajo en sitio y de mayor velocidad de construcción, lo que es muy beneficioso además de no requerir mano de obra calificada para su realización. Pero para su correcto funcionamiento debe ser diseñada con atención en cada detalle, como por ejemplo tener en cuenta el deslizamiento que se puede producir en las cajas de conexión.

BIBLIOGRAFIA

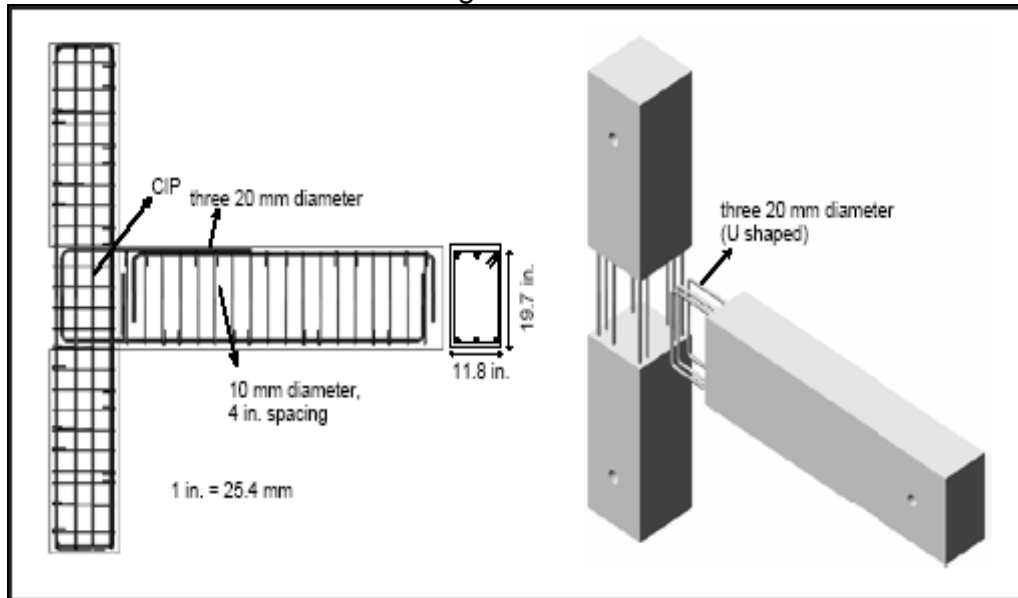
1. ALI R. KHALOO, H. PARASTESH. Cyclic Loading of Ductile Precast Concrete Beam-Column Connection. ACI Structural Journal. 100(31): 291-296, 2003a.
2. ALI R. KHALOO, H. PARASTESH. Cyclic Loading Response of Simple Moment Resisting Precast Concrete Beam-Column Connection. ACI Structural Journal. 100(46): 440-445, 2003b.
3. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building code requirements for structural concrete (ACI318-05) and commentary (ACI318R-05). American Concrete Institute. Farmington Hills, MI, USA. 2005.
4. ARTHUR NILSON. Diseño de estructuras de concreto. 12ª edición. Colombia, McGraw-Hill, 2001. 722p.
5. INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION. Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales (NCh 2369). 2003.
6. JOSE I. RESTREPO, ROBERT PARK, ANDREW H. BUCHANAN. Test on Connections of Earthquakes Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings. PCI Journal. 40(4): 44-61, 1995.
7. JAY E. OCHS, MOHAMMAD R. EHSANI. Moment resistant connections in precast concrete frames for seismic regions. PCI Journal. 38(5): 64-75, 1993.
8. GERALDINE S. CHEOK, H.S. LEW. Performance of precast concrete beam-to-column connections subject to cyclic loading. PCI Journal. 36(3): 56-67, 1991.
9. GERALDINE S. CHEOK, WILLIAM C. STONE, SUZANNE D. NAKAKI. Simplified design procedure for hybrid precast concrete connections. 2ª edición. National institute of standards and technology, USA, 1996. 82p.
10. INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (FIB). State of the art report on seismic design of precast concrete building structures. 2003

11. INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO. Diseño de conexiones de elementos prefabricados de concreto. 1976. Preparado por el comité PCI para el detallamiento de conexiones entre 1970-1972.
12. MURAT SAATCIOGLU, DENIS MITCHELL, RENE TINAWI, N. JOHN GARDNER, ANTHONY G. GILLIES, AHMED GHOBARAH, DONALD L. ANDERSON, DAVID LAU. The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake – damage to structures. 2001. 23p.
13. ROBERT PARK. Siesmic Design and Construction of Precast Concrete Buildings in New Zealand. PCI Journal. 61-75. 2002
14. SERGIO M. ALCOCER, RENE CARRANZA, DAVID PEREZ-NAVARRETE, RAUL MARTINEZ. Siesmic tests of beam-to-column connections in a precast concrete frame. PCI Journal. 47(3): 70-89, 2002.
15. SEVKET OZDEN, ONUR ERTAS. Behavior of unbonded, post-tensioned, precast concrete connections with different percentages of mild steel reinforcement. PCI Journal. 52 (2): 32-44, 2007.
16. S. K. GOSH. Los prefabricados y los sismos. 6p.
17. TURAN OZTURAN, SEVKET OZDEN, ONUR ERTAS. Ductile connections in precast concrete moment resisting frames. PCI Journal. 51(3): 66-76, 2006.

ANEXO: Ejemplo de cálculo.

A continuación se muestra el cálculo de la conexión en cuerpo de columna a modo de ejemplo:

Figura nº 31

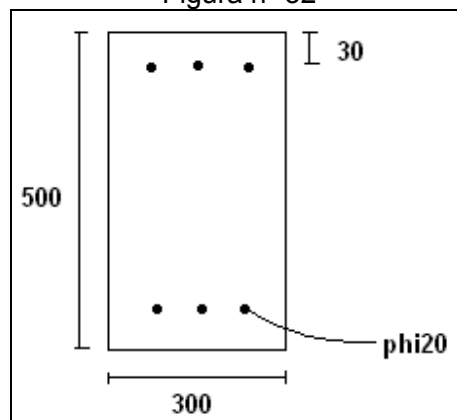


PCI Journal vol. 51 nº3, 2006, "Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames" (ref. 12)

Sección crítica de viga:

Es importante escoger la sección que fallará, de modo de comparar con la misma sección en falla del ensayo:

Figura nº 32



Datos:

$F_c' = 52 \text{ MPa}$ $d = 460 \text{ mm}$
 $F_y = 472 \text{ MPa}$ $d' = 40 \text{ mm}$ $A_s = A_s' = 942,5 \text{ mm}^2$

$$\text{Ec(2)} \Rightarrow \rho = \frac{A_s}{bd} \Rightarrow \rho = \frac{942,5}{300 \cdot 460} = 0,007$$

$$\text{Ec(3)} \Rightarrow \beta = \begin{cases} 0,85 & f_c' \leq 30 \text{MPa} \\ 0,85 - 0,008(f_c' - 30) & f_c' > 30 \\ 0,65 & f_c' > 55 \end{cases} \Rightarrow \beta = 0,85 - 0,008 \cdot (52 - 30) = 0,674$$

$$\begin{aligned} \text{Ec(4)} \Rightarrow \rho_b &= 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &\Rightarrow \rho_b = 0,85 \cdot 0,674 \cdot \frac{52}{472} \cdot \frac{600}{600 + 472} = 0,035 \end{aligned}$$

$$\text{Ec(5)} \Rightarrow \rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \Rightarrow \rho_{\max} = 0,75 \cdot 0,035 = 0,026 > \rho = 0,007 \text{ OK cumple}$$

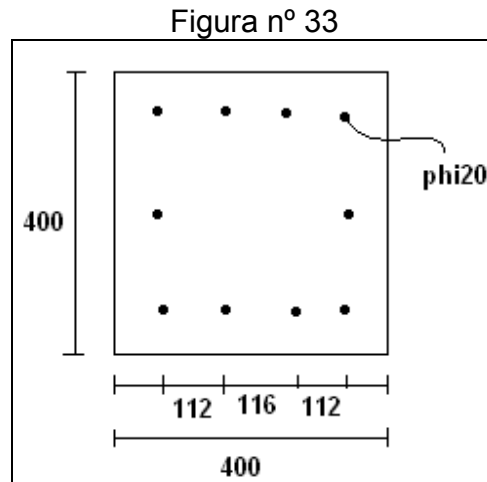
=> Simplemente armada

$$\text{Ec(6)} \Rightarrow \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \Rightarrow \rho_{\min} = \frac{1,4}{472} = 0,003 < \rho = 0,007 \text{ OK cumple}$$

$$\text{Ec(7)} \Rightarrow a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \Rightarrow a = \frac{942,5 \cdot 472}{0,85 \cdot 52 \cdot 300} = 33,55$$

$$\begin{aligned} \text{Ec(8)} \Rightarrow M_n &= A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \Rightarrow M_n = 942,5 \cdot 472 \cdot \left(460 - \frac{33,55}{2}\right) = 197173073 \\ &\Rightarrow M_n = 197 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sección típica de la columna:



Datos:

$A_c = 156859 \text{ mm}^2$	$A_s' = 942,5 \text{ mm}^2$	$f_c' = 52 \text{ Mpa}$	$d = 272 \text{ mm}$
$A_s \text{ total} = 3142 \text{ mm}^2$	$A_s = 2199 \text{ mm}^2$	$f_y = 472 \text{ Mpa}$	$d' = 30 \text{ mm}$

$$Ec(16) \Rightarrow P_n = 0,8 \cdot (0,85 \cdot f_c' \cdot A_c + A_s \cdot F_y) \Rightarrow P_n = 0,8 \cdot (0,85 \cdot 52 \cdot 156859 + 3142 \cdot 472)$$

$$\Rightarrow P_n = 6732953 \Rightarrow P_n = 6733 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow P_{\text{aplicada}} = 10\% P_n = 673 \text{ kN}$$

Luego tomando un valor de $c=109,2$

$$Ec(13) \Rightarrow f_s' = \epsilon_u \cdot E_s \cdot \frac{c - d'}{c} \Rightarrow f_s' = 0,003 \cdot 200000 \cdot \frac{109,2 - 30}{109,2} = 435,16$$

$$Ec(14) \Rightarrow a = \beta_1 \cdot c \Rightarrow a = 0,674 \cdot 109,2 = 73,6$$

$$Ec(17) \Rightarrow C = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \Rightarrow C = 0,85 \cdot 52 \cdot 73,6 \cdot 400 = 1301248$$

$$Ec(18) \Rightarrow P_n = C + A_s' \cdot f_s' - A_s \cdot f_y \Rightarrow P_n = 1301248 + 942,5 \cdot 435,16 - 2199 \cdot 472$$

$$\Rightarrow P_n = 673458 \text{ OK}$$

$$Ec(19) \Rightarrow M_n = P_n \cdot \left(\frac{h}{2} - a\right) + A_s' \cdot f_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_n = 673458 \cdot \left(\frac{400}{2} - 73,6\right) + 942,5 \cdot 435,16 \cdot \left(\frac{400}{2} - 30\right) + 2199 \cdot 472 \cdot \left(272,9 - \frac{400}{2}\right)$$

$$\Rightarrow Mn = 230513553 \Rightarrow Mn = 230 \text{ kNm}$$

En el nudo:

Datos:

$$\begin{array}{ll} f_c' = 52 & A_j = 160000 \\ A_vf = 1885 & f_y = 472 \end{array}$$

$$\begin{aligned} Ec(20) \Rightarrow V_{nn} &= \sqrt{f_c'} \cdot A_j \Rightarrow V_{nn} = \sqrt{52} \cdot 160000 = 1153776 \\ &\Rightarrow V_{nn} = 1153 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tomando $\mu=1$ como ya se mencionó:

$$\begin{aligned} Ec(21) \Rightarrow V_{nfc} &= A_vf \cdot f_y \cdot \mu \Rightarrow V_{nfc} = 1885 \cdot 472 = 889720 \\ &\Rightarrow V_{nfc} = 889,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Y el corte en la viga:

$$\begin{aligned} Ec(22) \Rightarrow V_{nv} &= \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} + \phi \cdot 0,17 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ \Rightarrow V_{nv} &= \frac{0,85 \cdot 157 \cdot 472 \cdot 460}{100} + 0,85 \cdot 0,17 \cdot \sqrt{52} \cdot 300 \cdot 460 = 433543 \\ \Rightarrow V_{nv} &= 433 \text{ kN} \end{aligned}$$