

EVALUACIÓN DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN CON DEFICIENCIA DE ARMADO EN LOS NUDOS

**Tesis presentada para la obtención del grado de
Magíster en Ingeniería Estructural de la Universidad
Nacional de Tucumán**

**Elaboración: Ing. José Luis Gutiérrez ⁽¹⁾
Dirección: Msc. Ing. Enrique E. Galíndez**

**Instituto de Estructuras “Arturo M. Guzmán”
Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología
San Miguel de Tucumán
Noviembre 2009**

⁽¹⁾ Universidad Nacional de Itapúa, Encarnación, Paraguay
joseluisgutierrezpy@yahoo.com

A la memoria de mi padre, mi madre y mi hijo Junior.

AGRADECIMIENTOS

Para el desarrollo de este trabajo y de toda la maestría de Ingeniería Estructural, conté con el invalorable apoyo de mucha gente, quienes me ayudaron y apoyaron en diversas facetas para culminar una etapa muy importante en mi vida profesional. Son tantas las personas que colaboraron conmigo, que me será imposible nombrarlas a todas en tan corto espacio. Sin embargo, quiero agradecer especialmente a las siguientes personas:

Al Ing. Enrique Galíndez, Director de este Trabajo y Director del Instituto de Estructuras, quien me orientó y apoyó para la realización de esta Tesis, con gran predisposición para ayudarme en todo momento y en toda circunstancia. A él le doy mi mayor respeto, agradecimiento y admiración.

A la Doctora Bibiana Luccioni, Directora Académica de la Maestría, quien me posibilitó cursar el posgrado, dándome su apoyo, orientación y comprensión para superar todas las etapas académicas necesarias para la culminación de este curso.

A los directivos de la Universidad Nacional de Itapúa, en la persona del Sr. Rector Ing. Hildegardo González, el actual Decano de la Facultad de Ingeniería, Ing. Pascual Samaniego y el anterior Decano Ing. Daniel Cristaldo, quienes me alentaron constantemente, brindándome la ayuda, el tiempo y los recursos necesarios e imprescindibles para mi perfeccionamiento técnico.

A los profesores del XI Magíster de Ingeniería Estructural por la enseñanza impartida en los diferentes cursos que componen la maestría, atendiendo mis inquietudes y apoyándome permanentemente con sus consejos y sugerencias. A los Ingenieros Carlos Llopiz, Gustavo Pérez y Juan Carlos Ramallo, quienes me dieron orientaciones técnicas muy importantes para la elaboración de este trabajo.

Al personal no docente del Laboratorio de Estructuras, señorita Amelia Campos, Eduardo Batalla, Sergio Contino, Daniel Torielli y la señora Teresa quienes siempre estuvieron dispuestos a colaborar conmigo en el apoyo logístico complementario a las tareas académicas.

A los compañeros de la X Maestría, José Saracho, Gabriel Araoz y Facundo Bellomo; a los compañeros de la XI Maestría, Rita Rango, Esteban Torres, Andrés Isla Calderón, Fermín Otero, Jonatan Fait, Gonzalo Ruano con quienes compartimos momentos de esfuerzo, trabajo y dedicación en un alentador marco de compañerismo que día a día nos motivaba y nos permitía avanzar hacia la obtención de nuestros objetivos.

A mi Familia, especialmente a mi madre, que en todo momento me apoyó y me alentó siempre a mejorar como profesional y como persona.

En estas últimas líneas deseo reiterar mi gratitud al Ing. Enrique Galíndez, quien en todo momento me ayudó incansablemente, en forma constante y persistente para la culminación de este postgrado. Valoro en él su alta capacidad profesional y admiro su gran condición de persona. Su apoyo técnico y personal fue realmente invaluable.

RESUMEN

Las estructuras compuestas por pórticos de hormigón armado constituyen una tipología estructural muy común para resistir cargas gravitatorias y acciones laterales, como las producidas por la acción del viento o de sismos. Observaciones de colapsos en estructuras e investigaciones experimentales acerca del desempeño de pórticos de hormigón armado diseñados para resistir solo cargas gravitatorias, como lo son aquellos edificios en zonas sísmicas diseñados con anterioridad a la aparición de los códigos de diseño sismorresistente, muestran una significativa vulnerabilidad en la zona de la unión entre vigas y columnas. Una deficiencia típica que produce esta vulnerabilidad es la ausencia de armadura horizontal en las uniones entre vigas y columnas, que conduce al desarrollo de mecanismos de falla frágiles (particularmente en nudos exteriores) y condiciona el comportamiento no lineal en el nudo, lo que afecta significativamente el daño local, global y la forma de la falla. Por esta situación, el tema ha sido ampliamente estudiado en diversas Instituciones Técnicas de todo el mundo, a través de una gran cantidad de ensayos experimentales sobre subensamblajes de uniones viga-columna, con el objetivo de obtener resultados de comportamientos puntuales y globales de las uniones.

En este trabajo, se toman como base los estudios experimentales de ocho subensamblajes de uniones viga-columna exteriores, cuatro de ellos ensayados en el Instituto de Estructuras “Arturo M. Guzmán” de la Universidad Nacional de Tucumán y otros cuatro ensayados la Universidad de Utah. Se interpretan los resultados obtenidos, lo que permite elaborar modelos básicos que reproducen el comportamiento de los subensamblajes. Estos modelos básicos son extrapolados para construir modelos analíticos de pórticos con y sin deficiencia de armado en los nudos, que son sometidos a cargas gravitacionales y laterales para predecir los comportamientos de los mismos.

Los resultados obtenidos en este trabajo componen la base de una metodología que permite evaluar el desempeño de pórticos en etapa de proyecto o construidos. Se proveen diagramas básicos fuerza de corte-distorsión para uniones sin armadura transversal, que pueden ser utilizados para obtener los diagramas finales de casos usuales en la práctica de los proyectos constructivos. Además se evalúa y se compara la estimativa del comportamiento de un pórtico, cuando el mismo disponga o no de armaduras de refuerzo en los nudos.

NOTACIÓN

A_b	área de la sección de una barra individual, en mm^2 .
A_c	área del núcleo confinado de hormigón medida desde el perímetro externo de los estribos.
A_g	área bruta de la sección transversal, en mm^2 .
A_s	armadura longitudinal inferior en vigas, en mm^2 .
A'_s	armadura longitudinal superior en vigas, en mm^2 .
A_{sh}	área total efectiva de estribos y estribos suplementarios de una rama en cada una de las direcciones principales de la sección transversal, en mm^2 .
A_{st}	armadura longitudinal de columna, en mm^2 .
A_{te}	área de la sección de una rama de estribo, en mm^2 .
A_{tr}	área total de armadura transversal para lograr la fuerza de cierre en empalmes, en mm^2 .
F	fuerza aplicada en la viga en los e
I_e	momento de Inercia efectivo de la sección, en mm^4 .
I_g	momento de Inercia de la sección bruta, en mm^4 .
L_n	longitud libre de un elemento, en mm.
L_p	longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas, en mm.
M_y	momento de fluencia
V_n	esfuerzo de corte nominal, en N.
V_u	esfuerzo de corte de diseño, en N.
V_{col}	esfuerzo de corte en la columna del subensamblaje, en N.
a, b, c	parámetros de modelación (giros plásticos) propuestos por FEMA
a_ψ, b_ψ, c_ψ	parámetros de modelación (curvaturas) obtenidos a partir de a, b y c
b_c	ancho de columna, en mm.
b_w	ancho del alma, en mm.
d	altura útil de la sección. Distancia entre la fibra comprimida externa y el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, en mm.
d_1	distancia entre las armaduras principales de la viga, en mm.
d_b	diámetro de las barras longitudinales, en mm.
f'_c	resistencia especificada a la compresión del hormigón, en Mpa.
f'_{ck}	resistencia característica a la compresión del hormigón, en MPa.

f_y	tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal (es el límite de fluencia nominal de la Norma IRAM-IAS), en MPa.
f_{yt}	tensión de fluencia especificada de la armadura transversal (es el límite de fluencia nominal de la Norma IRAM-IAS), en MPa.
f_s	tensión del acero, en MPa.
h	altura del elemento, en mm.
h''	altura del núcleo confinado de una sección rectangular, en mm.
h_b	altura de la viga, en mm.
h_c	altura de la columna, paralelo al eje longitudinal de la viga, en mm.
l_d	longitud de adherencia, en mm.
m	relación definida como $m=f_y/(0,85f'_c)$.
s	separación de la armadura transversal tomada en dirección paralela al eje longitudinal del elemento, en mm.
v_b	tensión de corte básica, en MPa.
v_c	tensión nominal de corte provista por el hormigón.
v_n	tensión nominal total de corte ($v_n= v_c+ v_s$), en MPa.
v_s	tensión nominal de corte provista por la armadura transversal, en MPa.
ΔH	desplazamiento horizontal entre pisos.
δF	desplazamiento vertical en el punto de aplicación de la fuerza.
$\delta_{extremo}$	desplazamiento vertical del extremo de la viga, medido en los ensayos UNT.
ρ_s	cuantía volumétrica de estribos circulares o espirales.
ρ_t	cuantía de la armadura longitudinal total de la columna ($\rho_t = A_{st} / A_g$).
ρ_w	cuantía de la armadura longitudinal traccionada ($\rho_w = A_s/(b_w d)$).
ρ''	cuantía de refuerzo transversal en la unión.
λ_o	factor de sobrerresistencia del acero ($\lambda_o = 1,40$)
ϕ	factor de reducción de resistencia

EVALUACIÓN DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN CON DEFICIENCIA DE ARMADO EN LOS NUDOS

ÍNDICE

Dedicatoria.	2
Agradecimientos.	3
Resumen.	5
Notación.	6
Índice.	8

CAPÍTULO 1: INTRODUCCION.

1.1.- Descripción del problema.	13
1.2.- Importancia del tema.	14
1.3.- Objetivos del trabajo	15
1.3.- Estado del Arte.	16
1.4.- Criterios de diseño.	20

CAPÍTULO 2 : MECÁNICA DEL COMPORTAMIENTO DE UNIONES.

2.1.- Estática de las uniones exteriores.	22
2.2.- Mecánica de las uniones exteriores.	26

CAPÍTULO 3 : MODELOS EXPERIMENTALES.

3.1.- Modelos ensayados en el Instituto de Estructuras (UNT).	
3.1.1.- Características generales.	33
3.1.2.- Montaje e Instrumentación.	34
3.1.3.- Resultados obtenidos.	36
3.2.- Experiencias externas al Instituto de Estructuras.	
3.2.1.- Especímenes ensayados.	
3.2.1.1.- Descripción general de los especímenes ensayados.	41
3.2.1.2.- Propiedades de los materiales.	41

3.2.1.3.- Construcción de los especímenes.	42
3.2.2.- Características del ensayo.	
3.2.2.1.- Instrumentación.	44
3.2.2.2.- Procedimiento del ensayo.	46
3.2.3.- Resultados experimentales.	46

CAPÍTULO 4 : MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

4.1.- Tipos de modelación, programas utilizados y modelo básico.	56
4.2.- Modelación de componentes.	
4.2.1.- Rigidez efectiva.	59
4.2.2.- Longitud plástica.	60
4.2.3.- Articulación plástica de curvatura.	
4.2.3.1.-Concepto de articulación rígida plástica.	61
4.2.3.2.- Diagrama momento curvatura según FEMA.	63
4.2.3.3.- Diagrama momento curvatura real.	68
4.2.3.4.- Componente de articulación para columnas.	78
4.2.4.- Zona de panel.	
4.2.4.1.- Justificación de la modelación puntual en el nudo.	81
4.2.4.2.- Características de un componente de zona de panel.	82
4.2.4.3.- Diagrama Fuerza de corte – Distorsión según FEMA.	84
4.2.4.4.- Diagrama Fuerza de corte – Distorsión real.	87

CAPÍTULO 5 : IMPLEMENTACIÓN COMPUTACIONAL.

5.1.- Generalidades.	91
5.2.- Modelos utilizados.	92
5.3.- Sistema de cargas.	97
5.4.- Evaluación del subensamblaje y resultados obtenidos.	98

CAPÍTULO 6 : EVALUACIÓN DE PÓRTICOS.

6.1.- Consideraciones generales.	105
6.2.- Modelos de pórtico a evaluar.	106
6.3.- Características estructurales.	108

6.4.- Implementación computacional.	114
6.5.- Resultados obtenidos.	127

CAPÍTULO 7 : CONCLUSIONES Y SUGERENCIAS PARA FUTURAS INVESTIGACIONES.

7.1.- Conclusiones.	136
7.2.- Sugerencias para futuras investigaciones.	138

APÉNDICE 1 : MODELOS ANALÍTICOS PARA UNIONES.

A1.1.1.- Consideraciones generales.	141
A1.1.2.- Modelos Analíticos de Uniones Vigas - Columnas.	143

APÉNDICE 2 : MODELACIÓN CON PROGRAMA CONS.

A2.1.1.- Geometría de discretización longitudinal y seccional.	151
A2.1.2.- Hormigón.	153
A2.1.3.- Acero.	154
A2.1.4.- Resultados obtenidos.	155

<i>BIBLIOGRAFIA.</i>	159
-----------------------------	-----

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN

1.1.- Descripción del problema.

Las estructuras aporticadas para la construcción de edificios de hormigón armado constituyen una de las tipologías más usadas para resistir solicitaciones estáticas y dinámicas de moderada intensidad. El diseño de las mismas, para soportar cargas gravitatorias y en especial dinámicas, ha sido motivo de numerosos estudios teóricos y experimentales que se han desarrollado intensivamente en las cuatro últimas décadas.

Como parte del análisis de la estructura, se han llevado a cabo gran cantidad de investigaciones acerca del desenvolvimiento y comportamiento de las uniones viga-columna bajo la acción de cargas cuasi-estáticas y cíclicas.

La concentración en el estudio de los nudos de pórticos, se debe en gran medida a la observación del colapso de estructuras en recientes terremotos. El peritaje realizado en la evaluación del daño en sismos ocurridos en los últimos años (Hyogo-ken Nanbu, Japón, 1995; Tehuacan, México, 1999; Izmit, Turquía, 1999; Atenas, Grecia, 1999; Chi-Chi, Taiwán, 1999, L'Aquila, Italia, 2009, entre otros), demostraron que algunos edificios de hormigón armado podrían tener serias deficiencias estructurales. Estas deficiencias estaban ligadas, en muchos casos, a una inadecuada ejecución de las uniones viga-columna en los pórticos.

Las deficiencias observadas en las uniones se refieren al confinamiento inadecuado de hormigón, ausencia de armadura transversal (estribos) o escasa presencia de ésta, incorrecta ejecución de las juntas viga-columna e imperfecciones detectadas en el anclaje de las armaduras provenientes de la viga. En algunos casos se observó que, a pesar de que los elementos estructurales componentes del pórtico estaban casi intactos, muchas de las uniones viga-columna se encontraban severamente dañadas. En la Figura 1.1 se observa la situación antes descrita, mientras que el nudo presenta un daño severo, la viga y la columna permanecen prácticamente intactas o con limitada avería.



Figura 1.1: Daño en unión

1.2.- Importancia del tema.

Los peritajes indicados y el estudio teórico y experimental desarrollado en las uniones, indican que una correcta ejecución de las mismas implica directamente el aumento de la capacidad de la estructura a soportar cargas estáticas y dinámicas. De allí se reconoce la relevancia de preservar la integridad de las uniones, las cuales de acuerdo a las actuales filosofías de diseño sismorresistente, deben poseer resistencias mayores a las de cada elemento que concurre a ellas. A pesar de que este criterio es de aplicación fundamental para un correcto diseño de la estructura, en la práctica es frecuente observar que dichas uniones de pórticos se ejecutan sin estribos, con lo cual su resistencia es inferior con respecto a los elementos estructurales que concurren a éstas. Asimismo, construcciones antiguas poseen esta deficiencia de armado en las uniones, por el escaso nivel de estudio del tema en épocas pasadas. Los códigos de construcción de uso años atrás no contemplaban los requerimientos necesarios, en cuanto a la disposición de las armaduras y técnicas constructivas, para garantizar la correcta ejecución de una unión viga-columna.

En la Figura 1.2 se puede apreciar un nudo dañado, donde el salto del recubrimiento permite observar la ausencia de refuerzos transversales horizontales en la unión.



Figura 1.2: Nudo con salto de recubrimiento. Ausencia de refuerzos transversales en la unión

1.3.- Objetivos de este trabajo.

El objetivo general de este trabajo es evaluar la incidencia de las deficiencias de armado en las uniones de pórticos de hormigón bajo acciones horizontales.

Los objetivos específicos son:

- 1) Proponer un modelo de subensamblaje externo, con componentes no lineales, capaz de reproducir el comportamiento inelástico del mismo.
- 2) Comparar los parámetros de la curva esqueleto de la articulación de corte en la unión propuesta por FEMA 356 con los obtenidos experimentalmente.
- 3) Proponer una curva esqueleto para la articulación de corte en uniones de viga-columna externas, sin refuerzo y sin viga transversal.
- 4) Extrapolar los resultados obtenidos para uniones externas sin viga transversal a los casos de uniones internas con y sin vigas transversales y externas con vigas transversales.

- 5) Evaluar el comportamiento de un pórtico aplicando las curvas esqueleto propuestas para las articulaciones de corte.

1.4.- Estado del Arte.

Los trabajos experimentales y teóricos llevados a cabo persiguen básicamente determinar nuevos diseños y mejoramiento de detalles en los nudos, tales como la disposición adecuada de estribos y aseguramiento de los anclajes de las armaduras principales.

Existe una gran cantidad de trabajos desarrollados con relación al tema. Dentro de ellos, un gran grupo está referido al análisis de la influencia de la carga axial en la columna y su correlación con la resistencia y deformabilidad del nudo.

Estudios realizados sobre veintidós uniones de viga-columna, bajo compresión axial, carga nula y tracción axial en la columna, permitieron a Towsen y Hanson [1] en 1977 demostrar que las columnas solicitadas a tracción evidencian un mayor deterioro en el nudo que aquellas columnas con carga nula o bajo acción de carga axial de compresión.

Uzumeri [2] en 1977 ensayó ocho especímenes en un trabajo, en el cual tres de ellos fueron experimentados con carga de compresión constante en las columnas. Los tres especímenes no estaban armados en la zona del nudo. Se demostró que en los estados posteriores de carga, esta fuerza axial puede ser perjudicial, cuando el núcleo de hormigón del nudo actúa como una serie de bielas. El deterioro del nudo fue importante en los tres ensayos, mientras que la viga se mantenía intacta. Se observaron además en estos ensayos, la falla de anclaje del acero de la viga.

Tres ensayos realizados por Paulay y Scarpas [3] en 1981 de uniones externas de viga-columna, permitieron concluir que la armadura horizontal de corte puede ser reducida. En este grupo de experimentos, una de las uniones fue utilizada para evaluar la influencia de la carga axial en la columna. Los resultados indicaron que una disminución del valor de esta carga de compresión implica directamente la disminución de la rigidez, resistencia y disipación de energía de la unión en los siguientes ciclos de carga.

Kurose [4] en 1987 a través de sus estudios sugiere que el aumento de la carga de compresión en la columna ayuda a reducir la distorsión de piso en fluencia. En

concordancia con éste, en un ensayo ejecutado por Pantazopoulou y Bonacci [5] en 1994 sobre uniones viga-columna exteriores, se demostró que el efecto de la carga axial afecta más significativamente a la deformación que a la fuerza en el nudo. Sin embargo, en el mismo ensayo, no se pudo establecer una correlación directa entre la tensión de corte máxima en la unión y la tensión axial de compresión actuante en la columna, por la escasa cantidad de datos disponibles.

El estudio experimental de catorce uniones de viga-columnas permitió a Tsonos [6] en 1995 demostrar que las modificaciones de carga axial en las columnas producen un significativo deterioro en la resistencia del nudo, por la disminución de la capacidad de transmisión de tensiones en la unión.

Otros ensayos experimentales no se centraron exclusivamente en el estudio de la influencia de la fuerza axial, sino en varios aspectos de igual importancia en la evaluación del comportamiento del nudo. Así, Ehsani y Wight [7] en 1985 presentaron los resultados de la respuesta ante cargas cíclicas en seis uniones exteriores de viga-columna de hormigón armado. Determinaron que en los casos en que la resistencia flexional, la resistencia al corte de la unión o los requerimientos de anclaje son significativamente más conservadores que los límites de las recomendaciones, la cantidad de armadura transversal se podía reducir en forma segura.

Durrani y Zerbe [8] en 1987 estudiaron seis ensamblajes exteriores de viga-columna, testados bajo cargas sísmicas simuladas. De éstos, uno contenía vigas transversales, otro no contenía vigas transversales y cuatro de ellos, además de vigas transversales contenía placas. Se demostró que la presencia de la placa incrementa la capacidad de reacción de la viga, la cual es subestimada en la mayoría de los cálculos en los que no se considera su presencia. También se verificó que las vigas transversales son efectivas en el confinamiento de la unión antes de que experimenten una rotura por efecto torsional. Una vez alcanzado este estado, su capacidad de confinamiento disminuye significativamente. Por lo tanto, en situaciones en las que se espera que las vigas fallen por este mecanismo, la contribución de estos elementos al confinamiento de la unión debe ser descartada.

El anclaje y la unión de la armadura en los ensamblajes, fueron estudiados por Kaku y Asakusa [9] en 1991. Sus análisis demostraron que las consecuencias del deterioro de la unión incluían estrangulamiento de las curvas de histéresis, incrementado la deformación de deslizamiento en la interface viga-columna. Por la aparición de este

fenómeno, la capacidad flexional de los miembros adyacentes se ve disminuida, por la modificación del mecanismo de transferencia de corte al centro de la unión.

Las experiencias en marcos cargados lateralmente realizados por Pantazopolou y Bonacci [10] en 1992 permitieron establecer una formulación de compatibilidad y equilibrio entre las deformaciones específicas y las tensiones. Se demostró que la fuerza de corte de una unión depende, entre otros factores, de la resistencia a la compresión del hormigón.

Park [11] en 1997 estableció las diferencias básicas de comportamiento de uniones con el estudio de los códigos de diseño de estructuras de hormigón de los EE UU y Nueva Zelanda, que son los dos criterios vigentes en la actualidad. En sus conclusiones, afirma que el código norteamericano considera a la armadura horizontal en los nudos solamente como una armadura de confinamiento, controlada por la cantidad de armadura colocada en los extremos adyacentes de las columnas. Este confinamiento permite garantizar la integridad de la biela de compresión que se forma en la unión por la acción de las solicitaciones y es el mecanismo de resistencia al corte del nudo. El código neozelandés sin embargo asume que la armadura horizontal no solo cumple la función de confinamiento, sino que además es la encargada de resistir el corte horizontal que se produce.

Para la experimentación del comportamiento de uniones no dúctiles en falla por corte crítico, Clyde y otros [12], en el año 2000, idearon cuatro uniones exteriores de hormigón armado, que fueron sometidas a carga cíclica cuasi-estática y su desempeño fue analizado con la medición de varios parámetros en términos de capacidad de carga lateral, tasa de distorsión de piso, reducción de la carga axial en la columna, resistencia de corte de la unión, ductilidad, distorsión por corte en la unión y resistencia residual. Se establecieron niveles de desempeño específicos para este tipo de uniones y se hicieron comparaciones con respecto a los valores de diseño actuales. Se estableció un modelo de estado límite, que podría usarse para la evaluación del comportamiento o rehabilitación sísmica.

Hakuto [13], en el año 2000, a su vez ensayó uniones con escasa cantidad de armaduras transversales en los nudos, bajo la influencia de cargas sísmicas. En el mismo trabajo determinó las características ideales de anclaje de las barras principales.

En el Instituto de Estructuras “Arturo M. Guzmán”, en el año 1993, Juan José Casellas [14] ensaya dos especímenes (modelo N1 y modelo N2) dentro del trabajo de

Tesis denominado Comportamiento Anelástico de Uniones Exteriores de Hormigón Armado Sismorresistente. En el mismo se pretende comparar el comportamiento de la armadura dispuesta en el núcleo de la unión, frente a ciclos de carga reversibles. Ambos modelos disponen de armaduras de refuerzo en el nudo, pero el modelo N1 es dimensionado con el criterio de cálculo neocelandés, mientras que el modelo N2 es reforzado en base a lo dispuesto por normas americanas.

En el año 2002, como una continuidad del tema estudiado dentro del Instituto, Puig, Barlek, Galíndez, Danesi [15] ensayan dos subensamblajes viga-columna externa de hormigón armado en escala natural. El primero de ellos diseñado y construido de acuerdo a la norma I-C 103 - Parte 2 (1991) en vigencia en Argentina (idéntico al criterio de normas americanas), con una armadura en la zona de unión viga-columna compuesta de estribos cuya separación es la misma que la de los extremos de columnas (modelo N3). El segundo subensamblaje, de características similares al primero, se construye simulando un error constructivo o de diseño habitual en la ejecución de pórticos para edificios, es decir desprovisto de estribos u otras armaduras transversales en la zona de unión (modelo N5). Ambos modelos se ensayan con una carga puntual aplicada sobre la columna y con carga alternada aplicada en el extremo de la viga. La evolución de los ensayos se conduce por control de deformaciones, obteniendo para cada ciclo de carga, la cantidad de energía disipada tanto por la unión como por las secciones críticas de la viga. El estudio comparativo de los comportamientos registrados por los modelos, permite evaluar en que medida la ausencia de armaduras transversales en la zona de unión afecta la rigidez, resistencia y capacidad de disipar energía de este tipo de subensamblajes.

Para este trabajo se toman como base de estudio los subensamblajes anteriormente descriptos [14, 15], ensayados en el Instituto de Estructuras “Arturo M. Guzmán”. Con esto se pretende complementar el tema, ya que los estudios antes realizados son estrictamente experimentales. Además estos modelos han sido contruidos de acuerdo a técnicas, criterios y procedimientos constructivos de amplio uso en la Argentina, lo que implica que los resultados y conclusiones obtenidos en este trabajo serán pertinentes y utilizables en nuestro medio de trabajo profesional. Además de estos modelos también se evalúan los ensayos desarrollados por Chandra Clyde, Chris Pantelides y Lawrence Reaveley de la Universidad de Utah, en el trabajo denominado Perfomance-Based Evaluation of Exterior Reinforced Concrete Buiding

Joints for Seismic Excitation [12], con el objetivo de tener una base más amplia de estudios y validar los resultados finales obtenidos.

1.5.- Criterios de diseño.

Los principios básicos para el diseño de nudos, determinados por normas argentinas [16] y de otros países, contempla los siguientes aspectos:

a) La capacidad resistente de cada unión no deberá resultar menor que la máxima resistencia del elemento estructural más débil que a él concurre. Con la aplicación de este principio básico se logra eliminar la necesidad de una eventual reparación de la estructura en zonas de difícil accesibilidad y además se evita que las uniones constituyan fuentes primarias de disipación de energía, lo cual se traduce en una significativa degradación de la rigidez y pérdida de la resistencia cuando se incursiona en el rango anelástico bajo cargas cíclicas.

b) La capacidad resistente de la columna no deberá reducirse por posibles degradaciones de resistencia en la unión a causa de los desplazamientos cíclicos inelásticos del pórtico. Esto implica que el nudo debe considerarse como parte integrante de la columna.

c) Bajo la acción de sollicitaciones moderadas, la unión deberá permanecer en rango elástico preferentemente. Además las deformaciones de la unión no deberán contribuir significativamente a la distorsión de piso.

d) Las armaduras propias de la unión, necesarias para lograr un comportamiento satisfactorio, no deberán generar inconvenientes constructivos.

Con relación a este punto, se debe indicar que el dimensionado de la armadura transversal horizontal dentro del nudo siguiendo el criterio de diseño neocelandés, conduce a congestiones importantes que dificultan la operación de colado del hormigón. El criterio norteamericano, basado en que dicha armadura cumple la función de confinamiento de la unión con el objetivo de asegurar la integridad de la biela de compresión que se forma dentro del nudo, tiene un diseño más simple y ejecución en obra menos dificultosa. Ensayos experimentales, realizados en el INPRES, comprobaron que los nudos armados con este último criterio también tienen un comportamiento adecuado. Por esta razón, las reglamentaciones actualmente vigentes en la República Argentina, adoptan los criterios de la escuela norteamericana para la armadura

horizontal dentro del nudo, que presenta diseños de ejecución más sencillos y se encuentra respaldado por estudios experimentales que garantizan un comportamiento satisfactorio.

En la Figura 1.3 puede observarse la ubicación de las armaduras de refuerzo horizontal en el nudo, donde se nota claramente que existe una gran concentración de hierros. El vertido del hormigón en estos casos debe realizarse con extremo cuidado y con técnicas adecuadas de vibración para evitar la formación de oquedades en la masa del concreto.



Figura 1.3 : *Concentración de armaduras de refuerzo horizontal en unión.*

CAPÍTULO 2

COMPORTAMIENTO DE UNIONES

CAPÍTULO 2 : COMPORTAMIENTO DE UNIONES

2.1.- Estática de las uniones exteriores. [14]

Un pórtico de hormigón armado sometido a fuerzas gravitacionales y acciones laterales se deforma tal como puede observarse en la Figura 2.1, donde se muestran los desplazamientos amplificados.

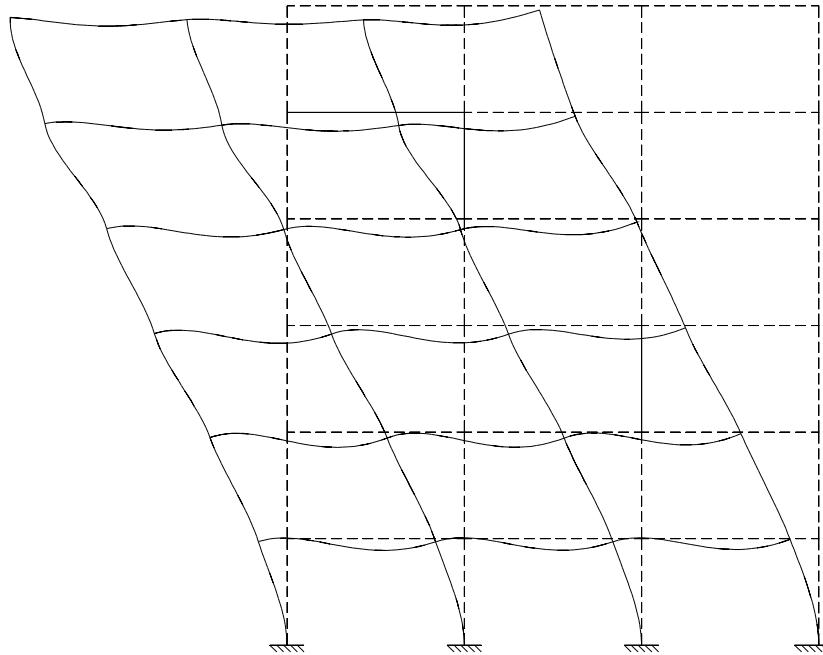


Figura 2.1 : Deformación de un pórtico bajo acción gravitacional y lateral.

La determinación de la posición de los puntos de inflexión es una tarea bastante dificultosa y depende del tipo y características de la acción que actúa sobre la estructura. Sin embargo, si se supone que este punto de inflexión se encuentra ubicado en el punto medio de la altura de la columna, las fuerzas de corte en los extremos de la columna pueden ser obtenidas con una buena aproximación, con relación a carga estática y si la relación de rigideces entre la viga y la columna es la adecuada.

En la Figura 2.2 (a) se observa un subensamblaje de unión viga columna bajo la acción de fuerzas externas y donde el desplazamiento horizontal entre pisos ΔH se produce como consecuencia de la carga lateral actuante. La Figura 2.2 (b) muestra la deformada equivalente para la disposición adoptada en los ensayos, en la que se mantiene la columna vertical y se aplica la carga cuasiestática. Las figuras son

esquemáticas, ya que los desplazamientos son pequeños en la realidad, pero los mismos han sido amplificados para una mejor observación.

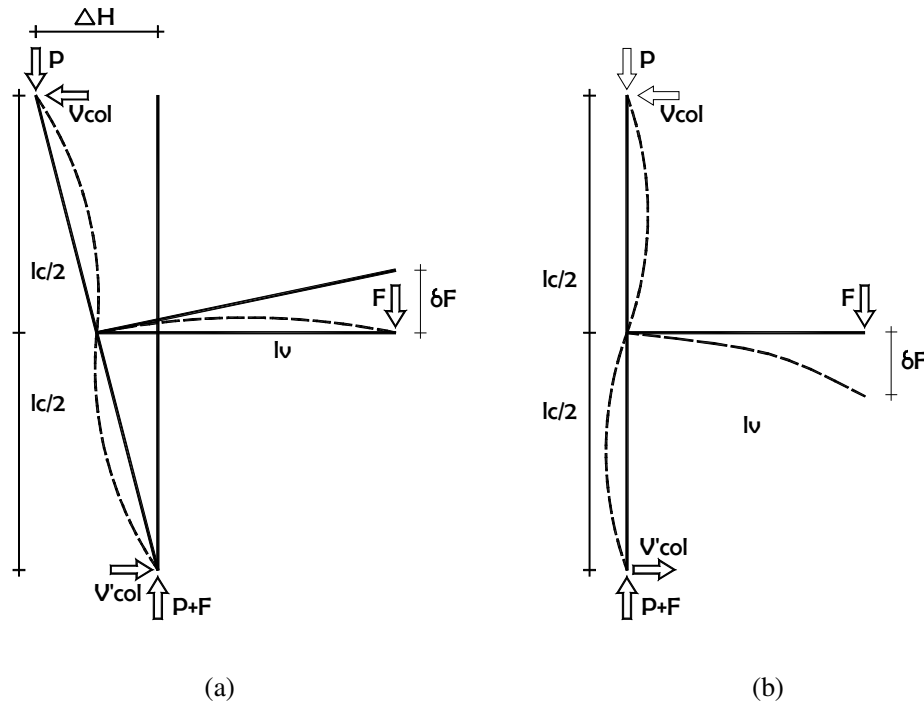


Figura 2.2 : Situación real y ensayo experimental.

En esta disposición, ampliamente utilizada en los ensayos experimentales, las principales características son las siguientes:

- El apoyo superior, ubicado en la cabeza de la columna, permite rotación y desplazamiento vertical, pero no el horizontal. Esta situación permite la ubicación de la carga axial de tal manera que no sea absorbida totalmente por apoyo superior y se traslade a lo largo de la columna, tal como ocurre en la realidad.
- El apoyo inferior, ubicado en el pie de la columna, simula una articulación. Con este vínculo se impiden desplazamientos lineales en horizontal y verticalmente pero está permitida la rotación.

Como interesa evaluar el comportamiento del nudo, se hace el diagrama del cuerpo libre del mismo, que se muestra en la Figura 2.3.

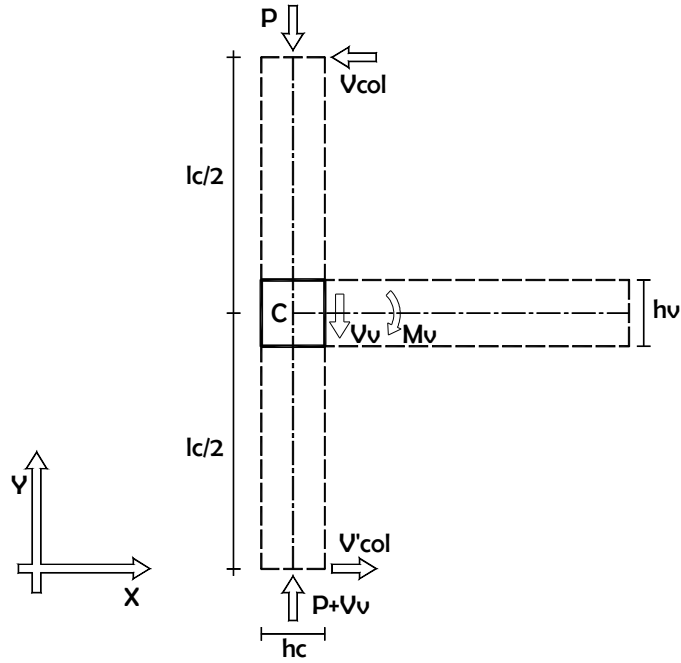


Figura 2.3 : Diagrama del cuerpo libre del nudo.

La fuerza cortante V_v y el momento flector M_v son producidos por la fuerza cuasiestática F que actúa en la viga. Considerando el equilibrio estático que debe tener la estructura, haciendo sumatoria de fuerzas en el eje X en primer lugar y tomando momentos con respecto al punto C en segundo lugar, se tienen las siguientes expresiones:

$$V_{col} = V'_{col} \quad (2.1)$$

$$M_v + 0.5 * h_c * V_v - (l_c / 2) * V_{col} - (l_c / 2) V'_{col} = 0 \quad (2.2)$$

De las anteriores ecuaciones se obtiene la fuerza de corte horizontal en la base de la columna, según la siguiente expresión:

$$V_{col} = \frac{M_v + 0.5 * h_c * V_v}{l_c} \quad (2.3)$$

Para el caso de los modelos ensayados en UNT, se tienen los siguientes valores:

$M_v = F * 2000 \text{ mm}$; $V_v = F$; $h_c = 400 \text{ mm}$; $l_c = 3000 \text{ mm}$, que reemplazando da :

$$V_{col} = 0.73 * F \quad (2.4)$$

Para los desplazamientos se tiene:

$$\frac{\Delta H}{\delta_F} = \frac{3000}{2200} \dots\dots \Delta H = \frac{3000}{2200} \delta_F = 1.36 \delta_F \quad (2.5)$$

Por implementación experimental, la fuerza no se aplica en el extremo de la viga, sino en una sección ubicada 200 mm antes del extremo. Sin embargo las mediciones de desplazamiento se hacen en el extremo de la viga. Llamando $\delta_{extremo}$ al desplazamiento en el extremo de la viga y considerando que $\delta_F = 0.90 \delta_{extremo}$, se tiene la siguiente relación:

$$\Delta H = \frac{3000}{2200} \delta_F = \frac{3000}{2200} x (0.9 \delta_{extremo}) = 1.23 \delta_{extremo} \quad (2.6)$$

En la Figura 2.4 se observan las fuerzas actuantes y los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

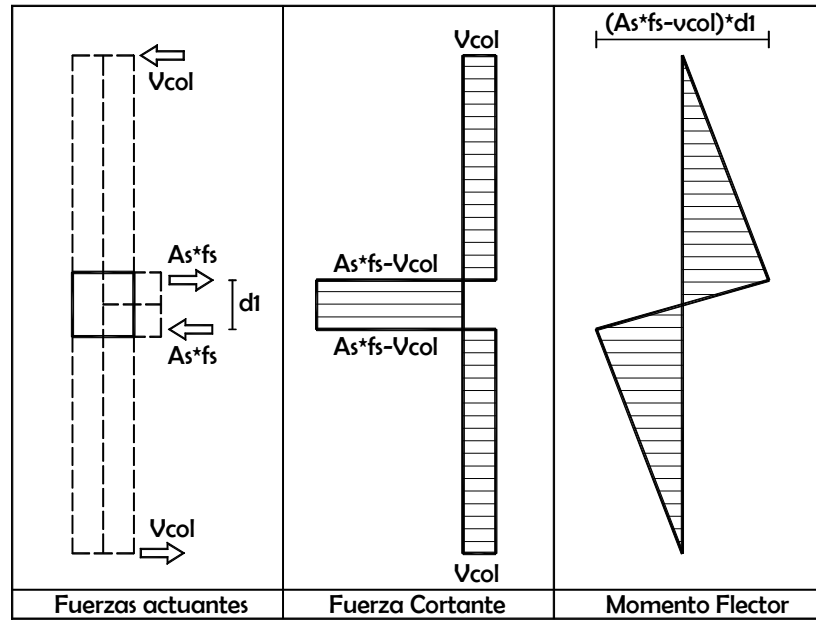


Figura 2.4 : Fuerzas actuantes, Fuerza Cortante y Momento Flector en la columna y el nudo.

La fuerza de corte en la unión es:

$$V_j = A_s * f_s - V_{col} \quad (2.7)$$

que tiene un valor muy alto en comparación con la fuerza de corte que actúa en la columna. Esta fuerza de corte en la unión está relacionada con el momento a través de la unión por la siguiente expresión:

$$M_j = (A_s * f_s - V_{col}) * d_1 = V_j * d_1 \quad (2.8)$$

La expresión anterior indica que existe una relación directa entre el momento a través de la unión y la fuerza de corte que actúa en el nudo.

La fuerza de corte en el nudo es varias veces mayor que la fuerza de corte en la columna. Si además, a esto se suma una situación de armado deficiente en la unión, esta zona de la estructura se convierte en una región crítica y potencialmente expuesta a falla. La modelación correcta de la estructura debe prever la incorporación de componentes que representen adecuadamente esta situación de alta vulnerabilidad, al mismo tiempo de incorporar herramientas que representen el comportamiento diferenciado para diversas situaciones de armado.

2.2.- Mecánica de las uniones exteriores. [17, 18].

La resistencia al corte de un nudo viga-columna está provista por dos mecanismos: un mecanismo de biela y un mecanismo de celosía. El primer mecanismo está compuesto por una biela de hormigón que atraviesa diagonalmente el nudo y que es capaz de equilibrar las compresiones transmitidas a través del hormigón por los elementos estructurales y una parte del esfuerzo de corte transmitido por las barras longitudinales dentro del ancho de la biela. El segundo mecanismo transmite los esfuerzos de las barras longitudinales de vigas y columnas mediante un campo en compresión diagonal provisto por armaduras horizontales y verticales que equilibran las compresiones generadas en las bielas comprendidas entre grietas.

La Figura 2.5 (a) muestra el detalle del nudo externo de un pórtico de hormigón. En dicha gráfica C_s indica compresión en el acero, C_b compresión en el hormigón, T tracción en el acero, V es la resultante de las fuerzas cortantes.

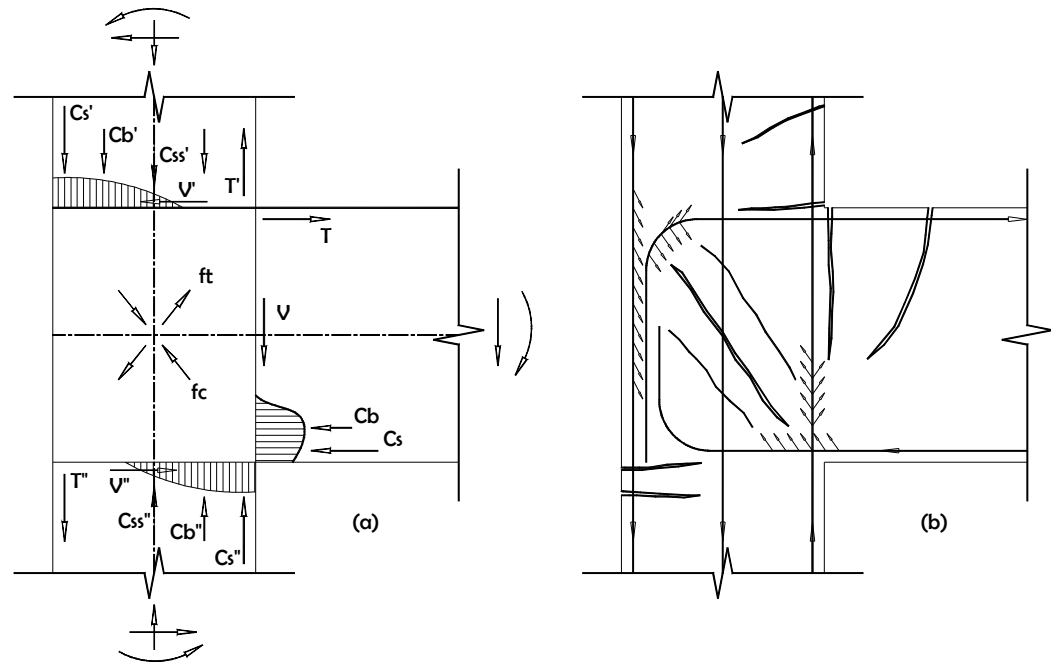


Figura 2.5 : (a) Fuerzas actuantes – (b) Estado de fisuración.

La actuación de las fuerzas produce un estado de tensiones de tracción y compresión diagonales (f_t y f_c) en la zona de panel. La tracción diagonal puede ser muy alta cuando se alcanza la capacidad última de los miembros adyacentes y esto conduce a un estado de fractura excesiva. La intensidad de esta tracción diagonal dependerá del contenido de acero en los elementos estructurales y la magnitud de la fuerza de compresión axial en la columna. Estas elevadas tensiones producen un estado de fisuración en diagonal en la zona del nudo, tal como puede observarse en la Figura 2.5 (b) y en la Figura 2.6 que se muestra a continuación.



Figura 2.6 : Estado de fisuración del nudo.

La longitud de anclaje especificada por los reglamentos [16] para un determinado diámetro de las barras de las vigas es generalmente mayor que el ancho de la columna. Esto puede superarse fácilmente en uniones exteriores si se dispone en la armadura de un doblado de una longitud total igual a la altura del nudo, para mejorar la eficacia del anclaje. Las especificaciones de los códigos para el desarrollo de las longitudes de anclaje tienen como finalidad asegurar que tanto en las barras de tracción como en las de compresión se logre llegar a las máximas resistencias y que el deslizamiento y pérdida de adherencia para cargas de servicio se mantenga entre límites tolerables. Las tensiones de adherencia, debidas principalmente al desarrollo de articulaciones plásticas, y que transmiten las fuerzas de las barras al núcleo de hormigón de la unión, son bastantes elevadas. El deterioro por pérdida de adherencia puede ser rápido y cuando esto ocurre puede producirse un deslizamiento de las barras de las vigas a través del nudo.

Un análisis de las condiciones de adherencia en diferentes posiciones del nudo puede ser realizado observando la figura anterior. Para el patrón de carga mostrado pueden resaltarse los siguientes puntos de comportamiento mecánico:

- Las condiciones de anclaje para las barras ubicadas en la parte superior de la viga son extremadamente desfavorables. Por ello, ya en estados de carga iniciales, se presentan fisuras paralelas a las mencionadas barras sobre la cara frontal de la columna. Esta situación se ve agravada con la repetición cíclica de cargas, afectando notablemente la capacidad de adherencia necesaria en esa zona.

- En contrapartida, las condiciones de anclaje para las barras ubicadas en la parte inferior de la viga son muy favorables, ya que el hormigón que rodea a las mismas se encuentra en compresión y actuando transversalmente sobre ellas. Sin embargo teniendo en cuenta que estamos en presencia de cargas reversibles, se producirá el mismo deterioro explicado en el párrafo anterior.

- Las barras externas de las columnas están sujetas a los mayores requerimientos de adherencia. A lo largo de la altura h_b de la viga, la fuerza total de adherencia es:

$$C'_s + T''' \leq 2 * A_s * f_y \quad (2.9)$$

En general esa longitud h_b es insuficiente para garantizar la correcta adherencia y además se desarrollan valores extremadamente altos de tensiones. Como consecuencia de esto se producen fisuras verticales paralelas a las barras en la cara posterior de la columna.

La Figura 2.5 también muestra que las fuerzas de compresión y de corte resultantes del estado de cargas son transmitidas por una biela de compresión diagonal a través de la unión. La observación experimental indica además que en realidad son varias bielas de compresión separadas por fisuras diagonales, en las cuales es difícil asumir que se alcance la resistencia de compresión f'_c , situación que se presenta porque las mismas están sujetas a excentricidades indeterminables y expuestas a deformaciones de tracción transversales. En ese estado biaxial de tensiones es comprensible considerar una considerable reducción de la resistencia de compresión.

En nudos que disponen de refuerzos transversales, iguales a los requeridos para el confinamiento en la columna superior e inferior, la tensión en los estribos se incrementa durante el ciclo carga – descarga hasta que la fluencia en las barras ocurre. Estas cargas y descargas cíclicas actuantes sobre un estado de fisuración del hormigón provocan una reiterada apertura y cierre de las fisuras. A esto se suma la dominante acción cortante a través de la unión, lo que produce movimientos horizontales que abren las fisuras. Los refuerzos permiten mantener la integridad de la zona en el núcleo de la unión, a través de la cual se transmitirán fuerzas de compresión diagonal. Cuando la armadura de corte en la unión es insuficiente, se produce la fluencia de la misma, lo que ocasiona deformaciones inelásticas irreversibles en ella. Durante los ciclos de carga posteriores, esta armadura sólo podrá contribuir significativamente con el mecanismo de resistencia al corte si incursiona en deformaciones de tracción mayores a las desarrolladas previamente. Esto conduce a una notable pérdida de la rigidez, particularmente en el momento mismo en que se revierte la carga. La consecuencia final de este fenómeno es una reducción significativa en la capacidad del subensamblaje para disipar energía. Esto ocasiona un deterioro irregular a lo largo de las superficies de fisuras en la unión, a las cuales se les permitió que tomen dimensiones considerables, produciéndose una falla por rotura del hormigón que conformaba el mecanismo de compresión. Así se inicia el proceso de destrucción del hormigón y continúa hasta que se llega a la completa desintegración del material.

Esta situación de colapso del nudo es aún más acelerada si el nudo presenta una deficiencia de armado, con la ausencia de refuerzos transversales. En este caso, además de la rápida rotura del hormigón, se observan inclusive fallas de otro tipo, tales como pandeo de las barras longitudinales de la columna dentro de la unión. Esta explicación y comprensión del trabajo mecánico del nudo nos permite visualizar el alto grado de influencia en el aumento de la resistencia del subensamblaje, cuando el nudo dispone de refuerzos trasversales adecuados.

CAPÍTULO 3

MODELOS EXPERIMENTALES

CAPÍTULO 3 : MODELOS EXPERIMENTALES

Tal como puede apreciarse en el desarrollo textual del Estado del Arte, existe un gran número de experiencias realizadas sobre el comportamiento de subensamblajes de nudos externos de hormigón. De todos ellos, se seleccionan los trabajos indicados en la Tabla 3.1, con el objetivo de realizar la modelación analítica de los especímenes y su evaluación por procedimientos computacionales.

En base los criterios de selección expresados, elegimos para el estudio correspondiente los modelos experimentales cuyas características se indican en la Tabla 3.1:

Tabla 3.1 : Modelos experimentales evaluados.

Modelos Experimentales					
Institución	Trabajo	Autores	Modelo	Refuerzo	Carga Axial
Instituto de Estructuras UNT	Comportamiento Anelástico de Uniones Exteriores de Hormigón Armado Sismorresistente	Casellas (14)	N1	Si	$0.10*f_c''*A_g$
			N2	Si	$0.10*f_c''*A_g$
	Comportamiento de Uniones Externas de Pórticos sin Armadura Transversal	Puig, Barlek, Galíndez, Danesi (15)	N3	Si	$0.10*f_c''*A_g$
			N5	No	$0.10*f_c''*A_g$
Universidad Utah PEER	Performance-Based Evaluation of Exterior Reinforced Concrete Buiding Joints for Seismic Excitation	Clyde, Pantelides, Reaveley (12)	Test #2	No	$0.10*f_c''*A_g$
			Test #6	No	$0.10*f_c''*A_g$
			Test #4	No	$0.25*f_c''*A_g$
			Test #5	No	$0.25*f_c''*A_g$

Los modelos analíticos tratarán de representar la respuesta conseguida experimentalmente por el subensamblaje, en términos de fuerzas y desplazamientos. A continuación se presenta la descripción de los ensayos y modelos utilizados.

3.1.- Modelos ensayados en el Instituto de Estructuras (UNT). [14, 15]

3.1.1.- Características generales.

Los modelos N1, N2, N3, N5 que fueron ensayados en el Instituto de Estructuras tienen características idénticas en cuanto a geometría, dimensiones y metodología general de trabajo, con la única diferencia en la cantidad y disposición de armadura transversal en el nudo, cuyas características se observan en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 : Características Modelos UNT.

Características de los modelos		
Modelo	Criterio armado nudo	Características
N1	Neocelandés	Armadura dimensionada para resistir sollicitación de corte en la unión
N2	Norteamericano Argentino	Armadura dispuesta para asegurar confinamiento del núcleo de la unión
N3	Norteamericano Argentino	Armadura dispuesta para asegurar confinamiento del núcleo de la unión
N5	-----	Sin armadura transversal

Los mismos consisten en un subensamblaje viga-columna externa, correspondiente al séptimo piso de un pórtico de 10 niveles de hormigón armado, a escala natural. Los modelos constan de una columna de sección rectangular de 300 x 400 mm² y una longitud de 3000 mm., que permite representar la mitad de la altura entre dos pisos sucesivos del pórtico real. La viga es de sección rectangular de 250 x 500 mm².

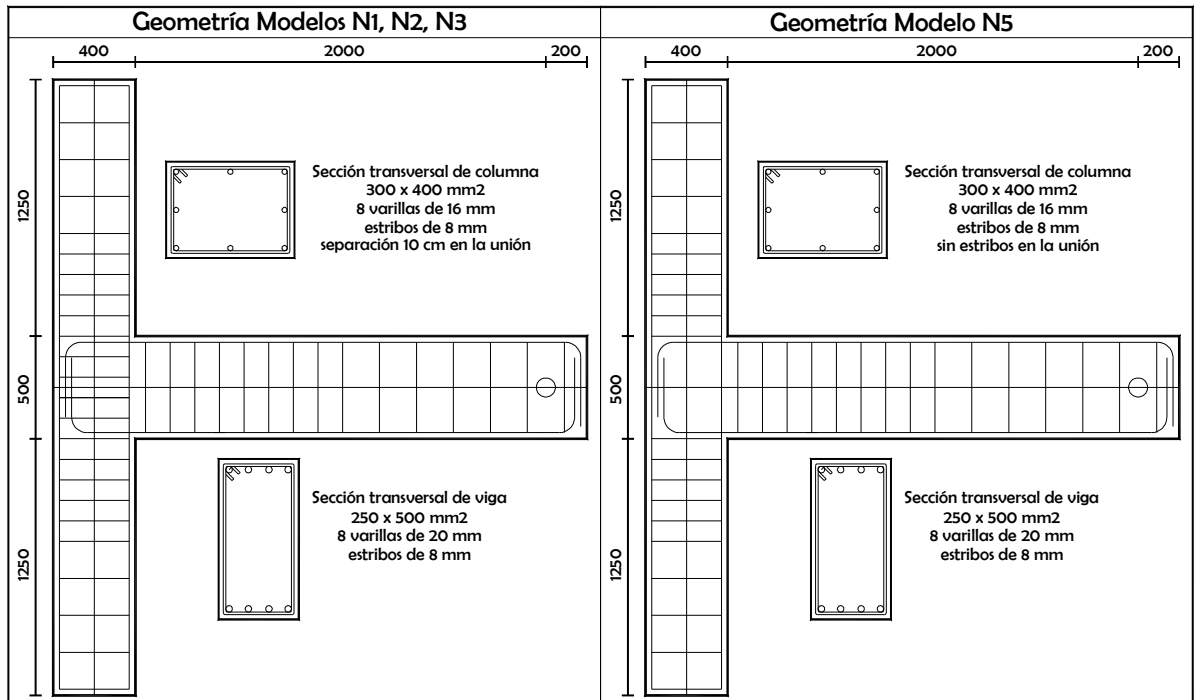


Figura 3.1 : Geometría Modelos UNT.

Las armaduras utilizadas en la construcción fueron de acero de dureza natural ADN, tipo III, con tensión de fluencia f_y medida = 446 MPa (f_y especificada = 420 MPa). El hormigón se dosificó con un tamaño máximo de agregado de 20 mm. y su resistencia característica se determinó sobre probetas cilíndricas normalizadas a los 28 días de edad, resultando $f_{ck}' = 22$ MPa. Para este valor de resistencia se tiene un módulo de elasticidad $E = 4700 \times (22)^{0.5}$ MPa = 22044 MPa. En general se deben esperar valores más altos, ya que la resistencia especificada es la característica, pero no se disponen de otros datos.

3.1.2.- Montaje e Instrumentación.

El subensamblaje es coplanar con un pórtico de carga metálico que le sirve de apoyo y reacción ante las cargas actuantes. Los extremos de la columna se encuentran articulados mediante rodillos que posibilitan el giro de los mismos pero anulan sus desplazamientos horizontales y verticales.

La carga en la columna se aplica mediante un gato hidráulico que reacciona sobre la parte inferior del dintel del pórtico metálico. Durante el ensayo dicha carga (P) se

mantuvo constante e igual a 250 kN, es decir equivalente $0.10 \cdot f_{ck}' \cdot A_g$, donde A_g es el área nominal de la columna y f_{ck}' es la resistencia característica del hormigón.

La acción se simuló mediante cargas reversibles aplicadas sobre el extremo libre de la viga. Para la carga ascendente se utilizó un gato hidráulico situado sobre el dintel del pórtico, mientras que para la descendente se empleó otro gato ubicado debajo de la losa reactiva.

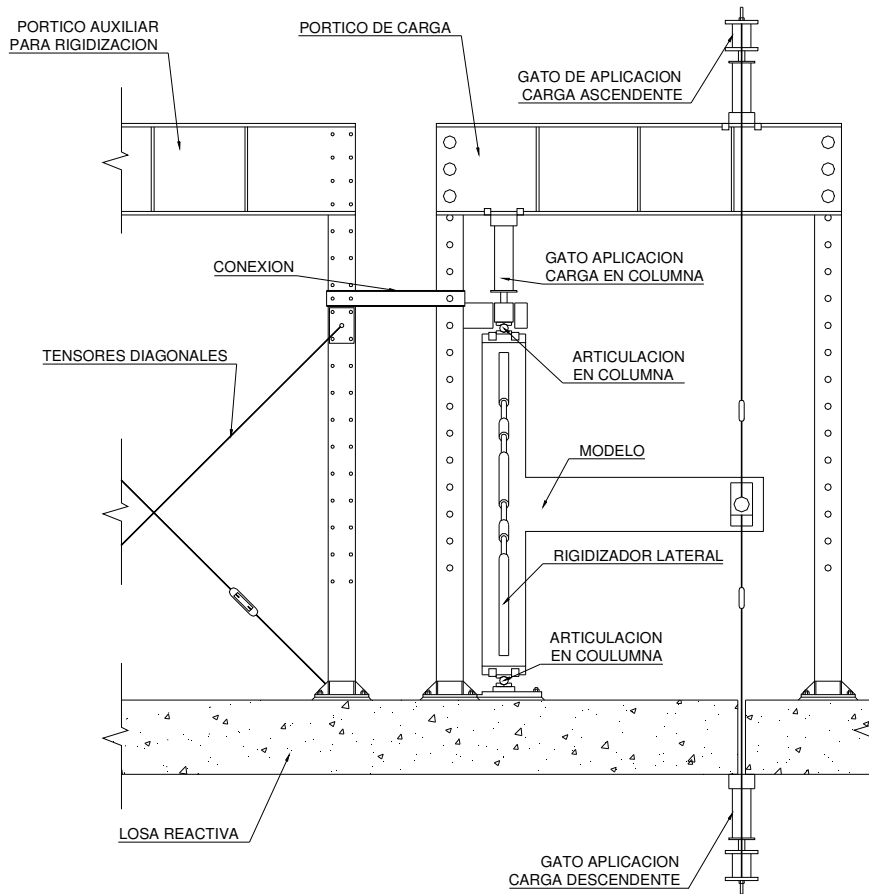


Figura 3.2 : Implementación Experimental Modelos UNT.

La instrumentación empleada consistió en: 13 potenciómetros eléctricos, 2 flexímetros mecánicos y 33 extensómetros eléctricos. Un grupo de 6 potenciómetros se colocó sobre la cara externa de la columna para registrar tanto sus deformaciones relativas como así también las deformaciones de cuerpo rígido del subensamblaje. Un potenciómetro de mayor rango se colocó en el extremo de la viga para medir los desplazamientos aplicados en cada ciclo de carga. Los restantes potenciómetros se utilizaron para determinar los giros relativos de tres secciones de la viga cercanas a la unión, en el lugar donde se producen las mayores deformaciones de la viga.

Las deformaciones diagonales del nudo se midieron sobre el hormigón no confinado mediante flexímetros mecánicos de 0,02 mm de sensibilidad.

Por su parte, los extensómetros eléctricos se emplearon para registrar deformaciones de las armaduras de la viga y de las columnas. La sensibilidad de los mismos permitió registrar deformaciones específicas de 0,001 %.

La Figura 3.3 muestra una vista general de la implementación instrumental

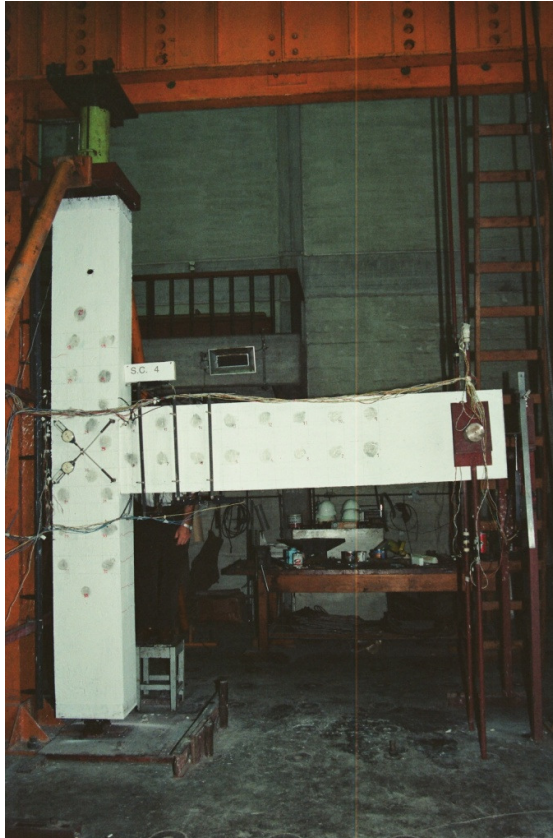


Figura 3.3 : *Vista General Implementación Instrumental.*

3.1.3.- Resultados obtenidos.

En la Figura 3.4 se muestran los resultados obtenidos de fuerza cíclica aplicada contra desplazamiento en el extremo de la viga para los modelos N1, N2, N3. Estos especímenes disponen de armadura transversal en el nudo, el primero según el criterio normativo neocelandés y el segundo y tercero según el criterio normativo norteamericano y adoptado por reglamentaciones argentinas [16]. Tal como se aprecia, los comportamientos son muy similares, con la ventaja que el criterio norteamericano tiene una ejecución más sencilla lo que permite un trabajo más cómodo de cargamento

de hormigón en obra. Estudios similares a estos y conclusiones análogas obtenidas fueron el motivo de la adopción de este criterio en las reglamentaciones argentinas.

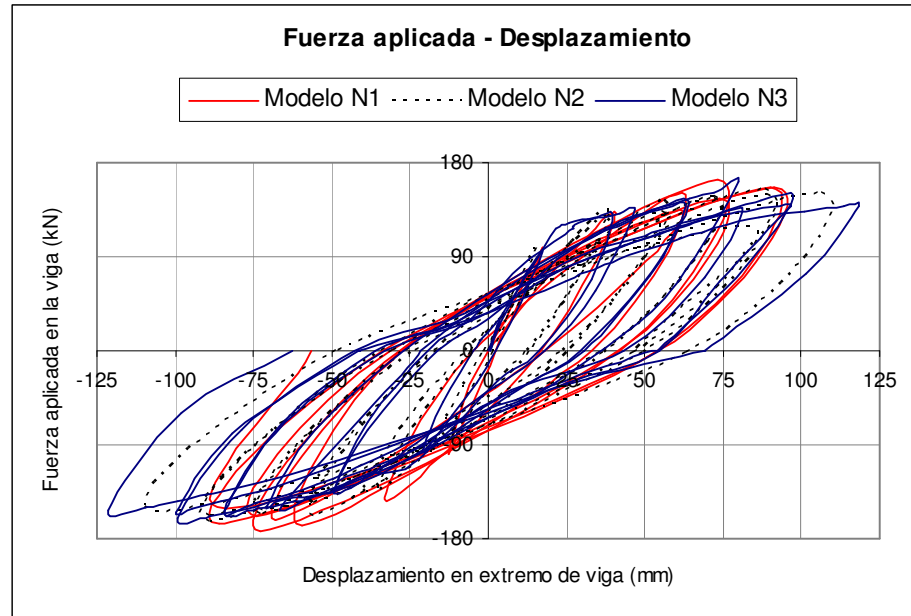


Figura 3.4 : Fuerza aplicada contra desplazamiento Modelos N1, N2, N3.

En la Figura 3.5 se muestran los resultados obtenidos de fuerza cíclica aplicada contra desplazamiento, pero comparando los modelos N3 y N5. El modelo N3 con refuerzo igual al dispuesto en los extremos de la columna y el modelo N5 no dispone de refuerzos, simulando un error constructivo o considerando posibles edificaciones de una antigüedad anterior a las normas que exigen la colocación de armadura transversal en el nudo. Los resultados en estos casos son absolutamente diferentes.

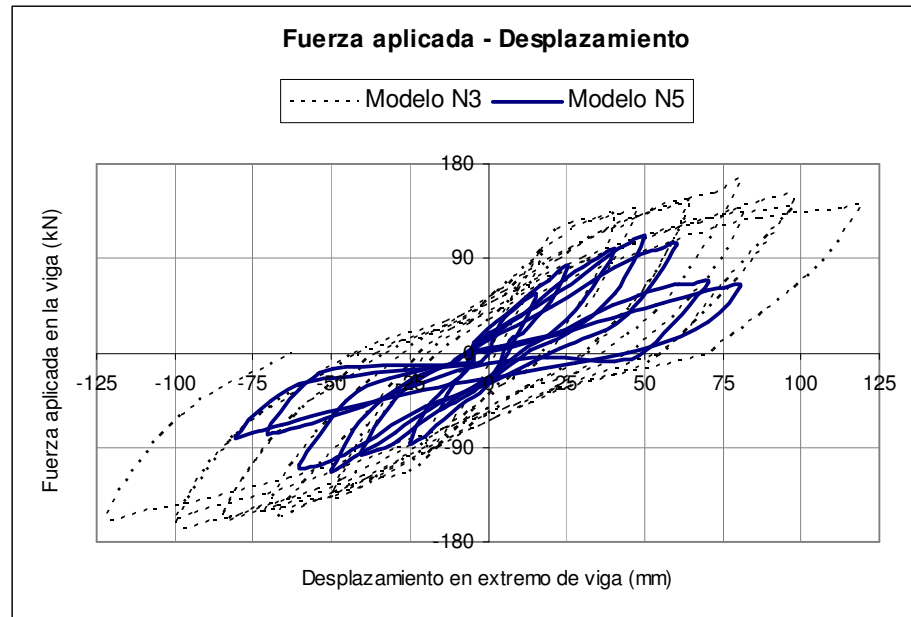


Figura 3.5 : Fuerza aplicada contra desplazamiento Modelos N3, N5.

Otro resultado importante es el que evalúa la fuerza de corte que se produce en la unión contra la distorsión. Para la determinación de esta magnitud se utilizan dos flexímetros mecánicos ubicados siguiendo las diagonales del nudo, que miden los desplazamientos que se producen en esas direcciones y a través de los cuales es posible calcular la distorsión en la unión, Figura 3.6.

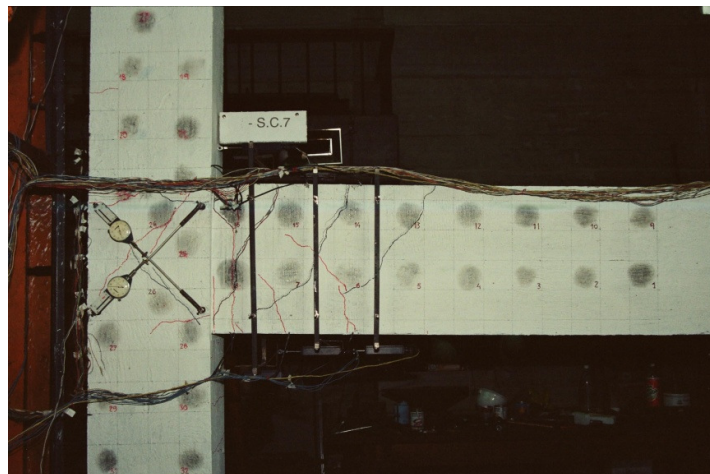


Figura 3.6 : Flexímetros en las diagonales del nudo.

Se miden además las deformaciones que se producen en las barras principales de la viga a través de las cuales se determina la tensión que se produce en las mismas. La fuerza de corte es determinada entonces por medio de la Ecuación (2.7) $V_j = A_s * f_s - V_{col}$.

Se grafican los valores de la Fuerza de Corte versus la Distorsión y se obtiene la Figura 3.7.

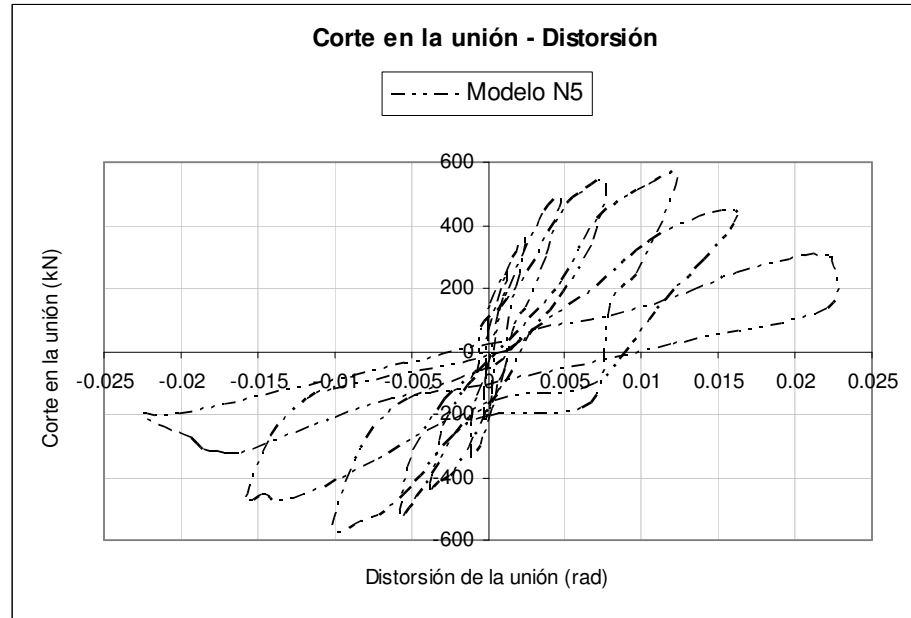


Figura 3.7 : Corte en la unión contra distorsión Modelo N5.

En la gráfica se observa un comportamiento claramente no lineal, así como una degradación de las características mecánicas producidas por los severos daños que se producen con la aplicación de la carga cíclica. Para tener una visión más general de la situación que se produce en torno al nudo, en la Figura 3.8 se tiene la comparación del comportamiento del modelo N1 con relación al modelo N5. Esta gráfica muestra la fuerza aplicada en la viga con relación a la distorsión, donde se observa como el modelo con refuerzo transversal se mantiene prácticamente dentro del régimen elástico lineal, mientras el modelo sin armadura se introduce en el campo no lineal para valores relativamente bajos de la fuerza, hasta llegar al colapso de la estructura.

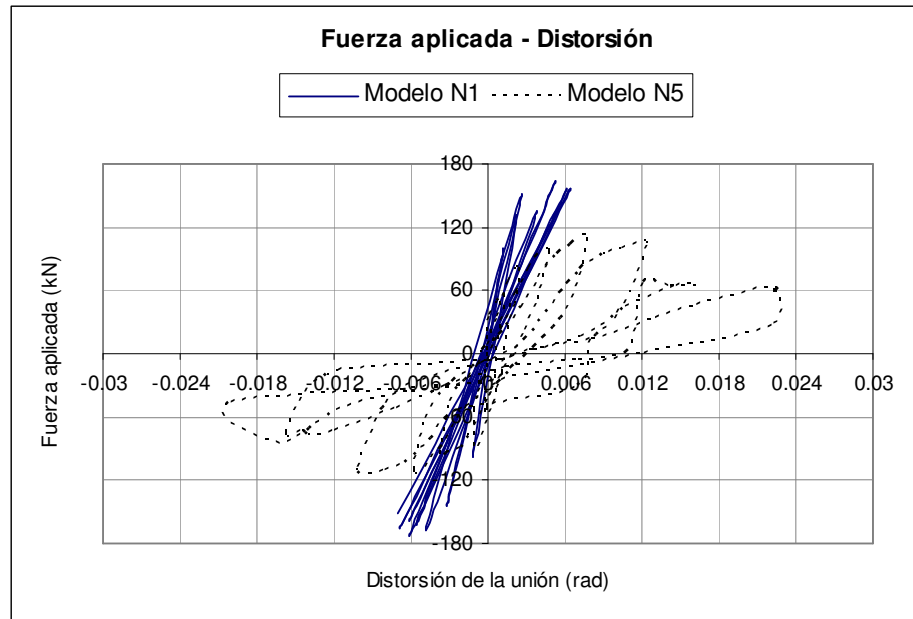


Figura 3.8 : Fuerza aplicada contra distorsión Modelos N1, N5.

Los modelos son ensayados hasta llegar al colapso de los mismos. En la Figura 3.9 se puede observar la situación de un ensayo en su etapa final, donde puede apreciarse los severos daños que se producen en el espécimen con la típica fisuración en diagonal en la zona de la unión.

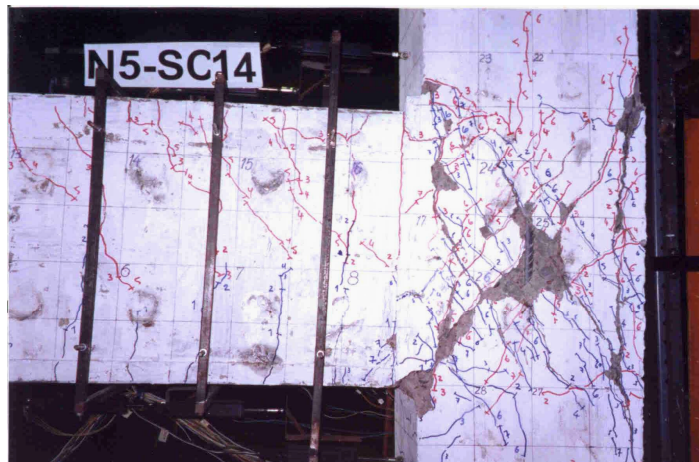


Figura 3.9 : Cuadro de fisuración Modelo N5 al fin del Semiciclo 14.

3.2.- Experiencias externas al Instituto de Estructuras. [12]

Se recurre al ensayo realizado por Chandra Clyde, Chris Pantelides y Lawrence Reaveley de la Universidad de Utah, en el trabajo denominado Performance-Based Evaluation of Exterior Reinforced Concrete Building Joints for Seismic Excitation. En el mismo se ensayaron cuatro prototipos de geometría idéntica, dos de ellos (Test #2 y Test #6) sometidos a una fuerza axial de $0.10 \cdot f_c' \cdot A_g$ en la cabeza de la columna y los otros dos (Test #4 y Test #5) a una fuerza axial de $0.25 \cdot f_c' \cdot A_g$. En todos los modelos la zona de la unión no dispone de refuerzos transversales.

3.2.1.- Especímenes ensayados.

3.2.1.1.- Descripción general de los especímenes ensayados.

Para este proyecto se escogió una unión viga columna exterior típica de un edificio de pórticos de hormigón armado construido en 1964. La armadura longitudinal en la viga fue incrementada para prevenir tempranas degradaciones de la misma, forzando a que se produzca una falla por corte en la unión. No se colocaron refuerzos transversales en el nudo y el anclaje de las barras era insuficiente. Además la longitud de empalme y los detalles de confinamiento eran inadecuados y no cumplían los requisitos especificados por la norma ACI 352 – 1991.

3.2.1.2.- Propiedades de los materiales.

■ Hormigón. Se previó inicialmente obtener una resistencia de 4000 psi (27.6 MPa), pero se obtuvieron valores mayores en todos los casos. Además se tienen diversas resistencias del hormigón entre los especímenes. Finalmente, en base a las respuestas obtenidas en los diferentes ensayos, se verifica que esas variaciones no afectan significativamente los resultados. La Tabla 3.3 muestra la resistencia a la compresión de cada espécimen, con el módulo de elasticidad correspondiente, obtenido según la expresión $E = 4700 \times (f_c')^{0.5}$.

Tabla 3.3 : Características del hormigón Modelos Utah.

Resistencia del Hormigón		
Test No.	f'_c psi (MPa)	E_c psi (MPa)
2	6700 (46.2)	4633374 (31946)
4	5940 (41.0)	4364909 (30095)
5	5370 (37.0)	4146482 (28589)
6	5823 (40.1)	4316757 (29763)
Media	5958 (41.1)	4365381 (30098)

■ Acero. Para el refuerzo de los especímenes se utilizaron tres diámetros de barras de acero. Las armaduras longitudinales para la columna y la viga fueron de #7 (21 mm) y #9 (27 mm) respectivamente, mientras que los estribos fueron de #3 (9 mm) para ambos. La Tabla 3.4 resume las características mecánicas de las diferentes barras.

Tabla 3.4 : Características del acero Modelos Utah.

Características del acero			
Tipo de armadura	Tamaño # (mm)	Fu ksi (Mpa)	Fy ksi (Mpa)
Longitudinal en la viga	#9 (29.92)	108.2 (746.0)	65.9 (454.4)
Longitudinal en la columna	#7 (22.2)	107.6 (741.9)	68.1 (469.5)
Estribos	#3 (9.5)	94.9 (654.3)	62.0 (427.5)

3.2.1.3.- Construcción de los especímenes.

Los cuatros especímenes testados son exactamente de las mismas dimensiones y con los mismos detalles de armado. Las dimensiones (en unidades originales inglesas) se indican en la Figura 3.10.

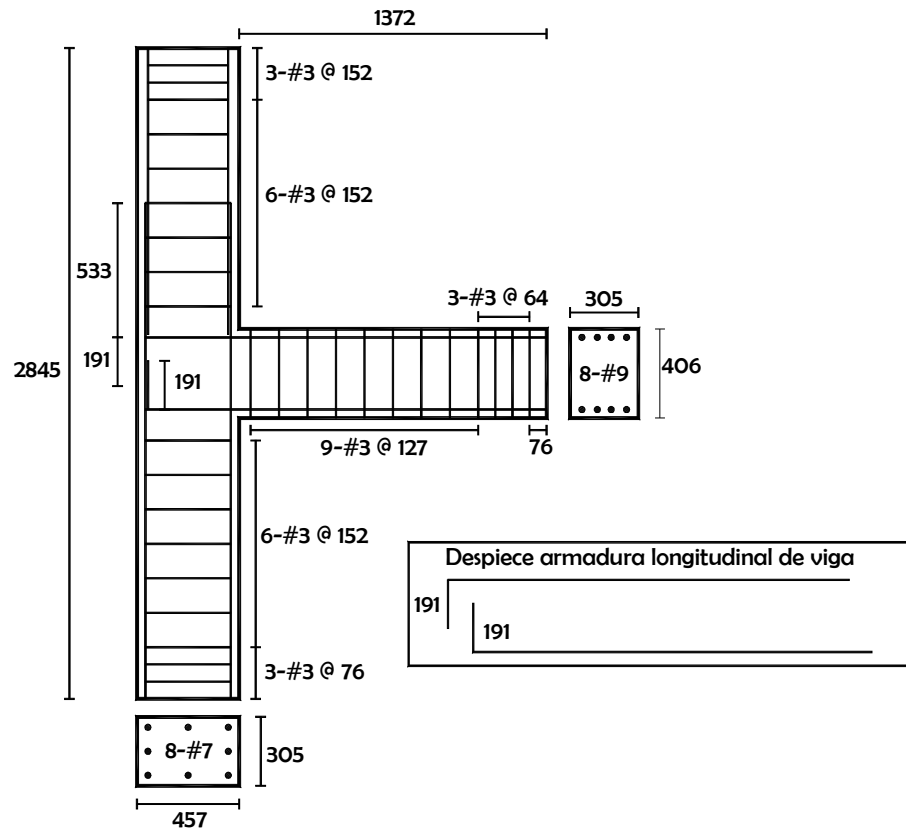


Figura 3.10 : Dimensiones del espécimen (mm). Modelos #2, #6, #4, #5.

La viga es de sección transversal 12 in. (305 mm) de ancho por 16 in. (406 mm) de altura. Está armada simétricamente con 4 barras de #9 (27 mm) superior e inferiormente, con cuantía de acero 2.47 % en ambos casos. Cada barra longitudinal de la viga tiene el extremo doblado una longitud de 7.5 in (191 mm) que sirve como anclaje en la columna. Estos anclajes tienen una longitud de superposición de 2 in. (51 mm) y están amarrados entre sí. Los estribos son barras de #3 (9 mm), cerrados y con extremos doblados a 140° una longitud de 2.5 in (63.5 mm). En los extremos, donde aparecen fuerzas puntuales actuando, el espaciamiento de los mismos es menor a los efectos de garantizar la adecuada resistencia frente a la acción concentrada de las sollicitaciones.

La decisión de incrementar la armadura longitudinal de la viga se basa en el objetivo de estudiar la falla por corte en la unión a altos niveles de distorsión de piso y no por degradación flexional. La cuantía de acero utilizada en la viga induce altas fuerzas de corte en la unión.

La columna tiene una sección transversal de 12 in. (305 mm) de ancho por 18 in. (457 mm) de altura. Está armada con 8 barras de #7 (21 mm) igualmente distribuidas a lo largo del perímetro de la columna, que representa una cuantía del 2.54 %. El refuerzo longitudinal de la columna inferior se extiende continuamente a través de la unión e ingresa a la columna superior una longitud de 21 in (533 mm). La armadura principal de la columna superior se solapa con la inferior en la longitud especificada anteriormente y se extiende hasta el extremo superior de la misma. Los estribos de la columna consisten en barras #3 (9 mm) cerradas con patillas a 140° de longitud 2.5 in (63.5 mm) en ambos extremos. Los estribos están espaciados 6 in. (152 mm) a lo largo de la altura de la columna, excepto en la unión, donde no se disponen de refuerzos transversales. El espaciamiento disminuye a 3 in. (76 mm) en los extremos superior e inferior, donde la columna es apoyada durante el ensayo.

Los especímenes fueron contruidos in situ, uno por vez, a lo largo de un periodo de varias semanas. Las armaduras longitudinales y transversales de la viga y columna fueron armadas y aseguradas correctamente por medio de alambres, luego colocadas y sostenidas en el encofrado para el vertido del hormigón. Para la consolidación del hormigón y evitar la aparición de oquedades, principalmente en la zona de la unión, se utilizó un vibrador de alta frecuencia y un aditivo acelerante para permitir el desencofrado el día posterior al colado del hormigón.

3.2.2.- Características del ensayo.

3.2.2.1.- Instrumentación.

- Galgas extensométricas. Se colocaron galgas extensométricas en las armaduras longitudinales y transversales en posiciones cercanas al nudo. Las galgas, que están aseguradas firmemente a los hierros para evitar movimientos o desprendimientos durante el vertido del hormigón, son ubicadas en aquellas posiciones en las que se espera ocurra fluencia o formación de articulaciones plásticas. Se colocan cuatro galgas en las armaduras principales de la viga y otras cuatro en las armaduras principales de la columna en la parte superior e inferior de las caras de la unión. Además fueron colocadas varias galgas en el extremo del solape y en dos estribos ubicados dentro de la misma zona de solapamiento, como se muestra en la Figura 3.11.

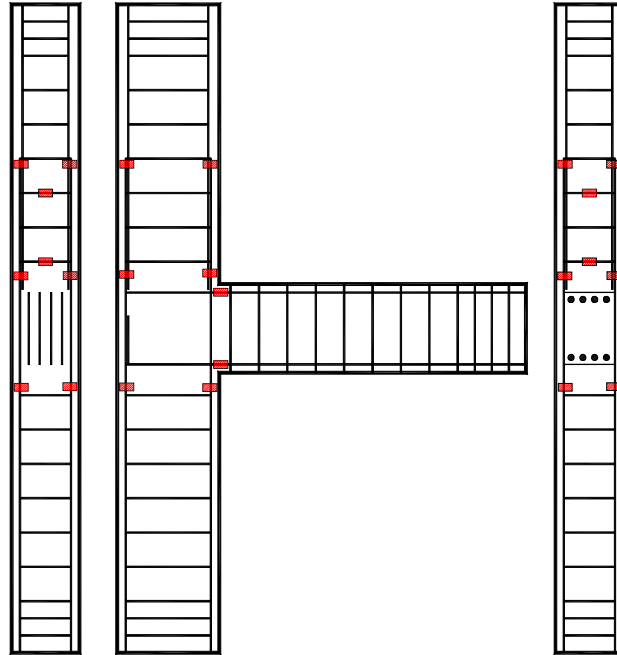


Figura 3.11 : Disposición de galgas extensométricas.

- LVDT. Una configuración de 11 LVDT es montada en el frente de la unión y en la zona de solape de las armaduras principales de la columna, como se indica en la Figura 3.12, con el objetivo de medir los movimientos que se produzcan en esas áreas. Los datos obtenidos de esos LVDT son utilizados para calcular tensión cortante.

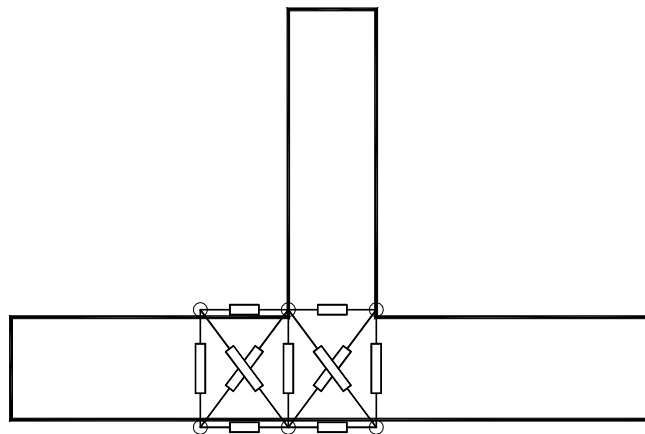


Figura 3.12 : Disposición de LVDT.

- Transductores de desplazamientos. La Figura 3.13, muestra la ubicación de los transductores de desplazamientos en el espécimen, que son colocados con el objetivo de medir curvatura en la viga, giro en la unión, deflexión del extremo de la viga y cualquier movimiento de cuerpo rígido que se produzca en el proceso de ensayo.

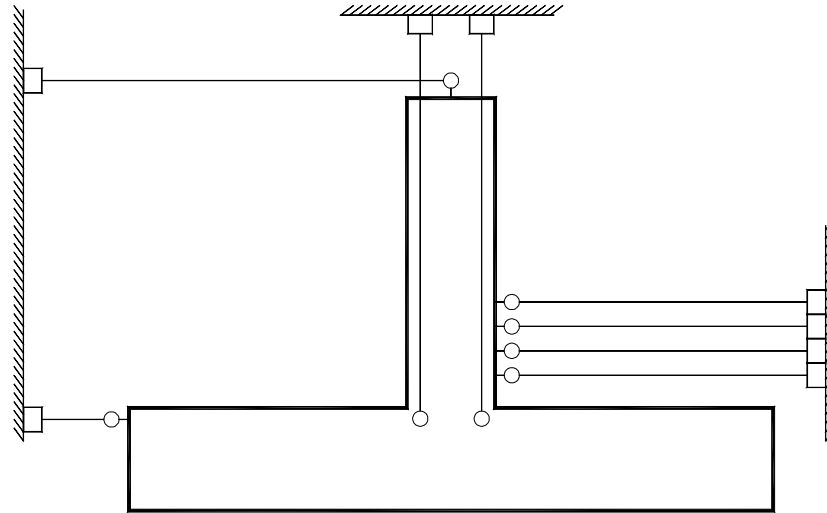


Figura 3.13 : Disposición de transductores de desplazamiento.

3.2.2.2.- Procedimiento del ensayo.

La primera etapa del ensayo consiste en la aplicación de la carga axial. El valor de esta carga de compresión es igual a $0.10 \cdot f_c' \cdot A_g$ para los especímenes Test #2 y Test #6 y de valor $0.25 \cdot f_c' \cdot A_g$ para los especímenes Test #4 y Test #5. La carga lateral es aplicada cíclicamente y de manera cuasiestática a través del collar de cargamento en el extremo de la viga. Inicialmente esta parte del ensayo se conduce por control de carga, donde el valor de la carga es incrementada en 5 kip (22.2 kN). Se implementan tres ciclos en cada paso de carga y el promedio de tiempo del ciclo es de 40 segundos. Cada ciclo contiene segmentos de ambas direcciones de actuación del cargamento. Luego de la primera fluencia de la armadura principal, el problema se conduce por control de desplazamiento, cuyos valores de incremento corresponden a una fracción del desplazamiento de fluencia inicial. El ensayo continúa hasta que la carga lateral se reduce a aproximadamente el 50 % del valor pico.

3.2.3.- Resultados experimentales.

Existen varios resultados obtenidos en los ensayos, pero se presentan aquellos que son más pertinentes de utilización para este trabajo.

- Test #2

En la Figura 3.14 se muestra la relación carga aplicada contra distorsión de piso. El número de paso de carga es mostrado en cada primer ciclo. La primera fluencia ocurre en la armadura principal inferior de la viga en el paso de carga 4. La carga lateral en la fluencia es de 20.9 kips (93 kN) con un desplazamiento lateral de 0.31 in (7.8 mm), punto en el cual se observa una ínfima fisuración no medible. Las fisuras medibles en la viga y en el nudo aparecen durante el séptimo paso de carga correspondiente a una carga lateral de 40 kips (178 kN). Los subsecuentes pasos de carga producen solamente pequeños aumentos en los anchos de las fisuras en la viga. Sin embargo, la fisuración por corte en la unión se incrementa aceleradamente hasta valores promedios de 0.18 in. (4.5 mm) en el final del ensayo. Las fisuras por corte también se extienden a lo largo de la posición de las barras longitudinales de la columna. El nudo finalmente falla a un desplazamiento de 1.94 in. (49 mm) correspondiente a una distorsión de piso del 2.95 %. El pico de carga es de 60.1 kips (267 kN), mientras que al final del ensayo la misma disminuyó hasta 30.1 kips (134 kN) valor que corresponde al 53 % del pico.

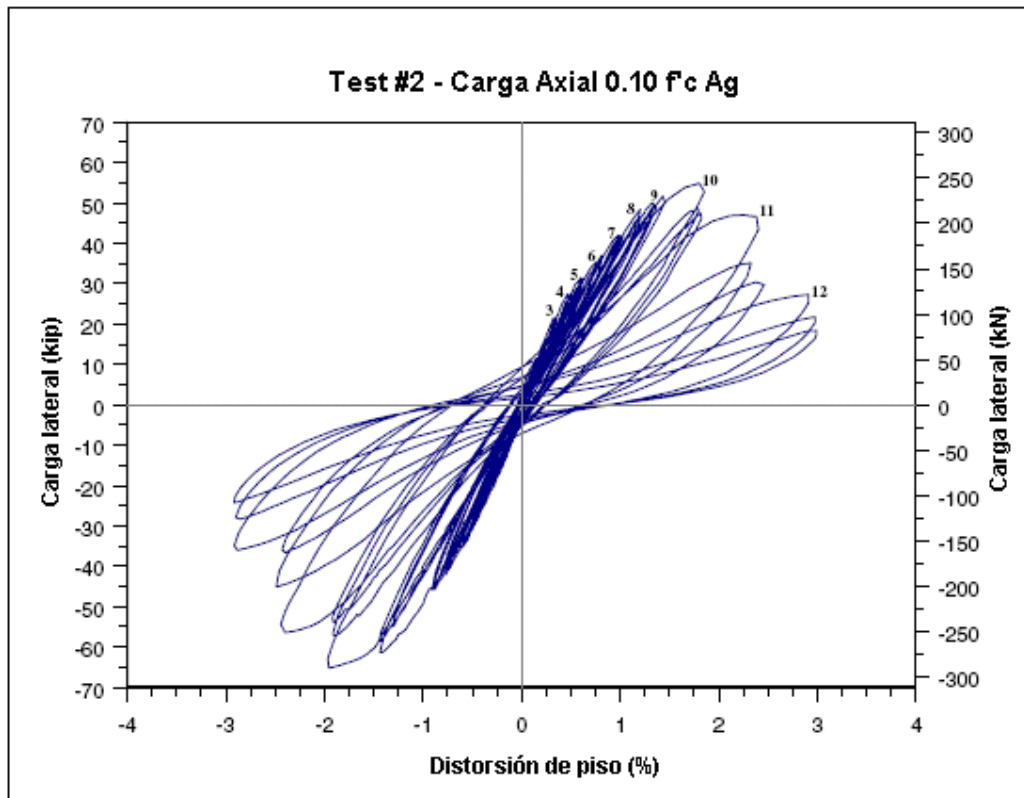


Figura 3.14 : Fuerza lateral contra distorsión de piso - Test #2.

El colapso del espécimen se atribuye a la superación del límite de la capacidad de corte de la unión. El comportamiento al corte en el nudo puede observarse en la Figura 3.15. Este diagrama muestra la tensión cortante contra la deformación cortante en la unión. La tensión cortante nominal es el promedio de la tensión en el nudo normalizada por $\sqrt{f'_c}$, el cual es referido como el coeficiente de resistencia de la unión, γ . El espécimen en el Test #2 alcanza una tensión máxima de 992 psi (6.8 MPa) o $\gamma=12.1$ (psi) [$\gamma=1.00$ (MPa)]. Este valor excede largamente el valor de $\gamma=6$ (psi) [$\gamma=0.50$ (MPa)] prescrito en FEMA 356 para este tipo de unión y casi alcanza el valor de $\gamma=12$ (psi) [$\gamma=1.00$ (Mpa)] para la unión tipo II del ACI 352 (1991), que puede verse en la Figura 3.15.

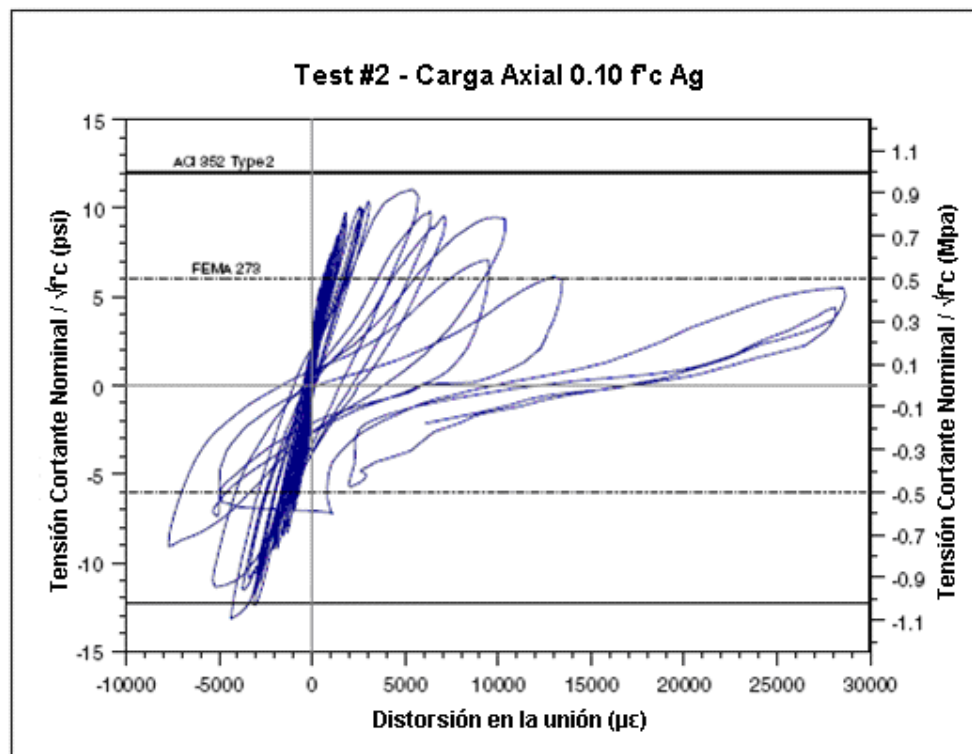


Figura 3.15 : Tensión cortante / $\sqrt{f'_c}$ contra distorsión en la unión - Test #2.

▪ Test #6

En Figura 3.16 se muestra la relación carga contra distorsión de piso. La primera fluencia ocurre en la armadura principal inferior de la viga en el paso de carga 5. La carga lateral en la fluencia es de 29.0 kips (129 kN) con un desplazamiento lateral de 0.38 in (9.7 mm), punto en el cual se observa una ínfima fisuración no medible. Las

fisuras medibles en la viga y en el nudo aparecen durante el sexto paso de carga correspondiente a una carga lateral de 35 kips (156 kN). Los subsecuentes pasos de carga producen aumentos en los anchos de las fisuras en la viga, hasta llegar a un valor máximo de 0.001 in. (0.25 mm). Sin embargo, la fisuración por corte en la unión es mucha más severa hasta alcanzar valores promedios de 0.79 in. (20 mm) en el final del ensayo. Las fisuras por corte también se extienden a lo largo de la posición de las barras longitudinales de la columna, creando una zona de fisuración triangular que descascara la parte posterior de la columna al final del ensayo. El nudo finalmente falla a un desplazamiento de 2.35 in. (60 mm) correspondiente a una distorsión de piso del 3.57 %. El pico de carga es de 59.0 kips (262 kN), mientras que al final del ensayo la carga disminuyó hasta 29.0 kips (129 kN), valor que corresponde al 51 % del pico.

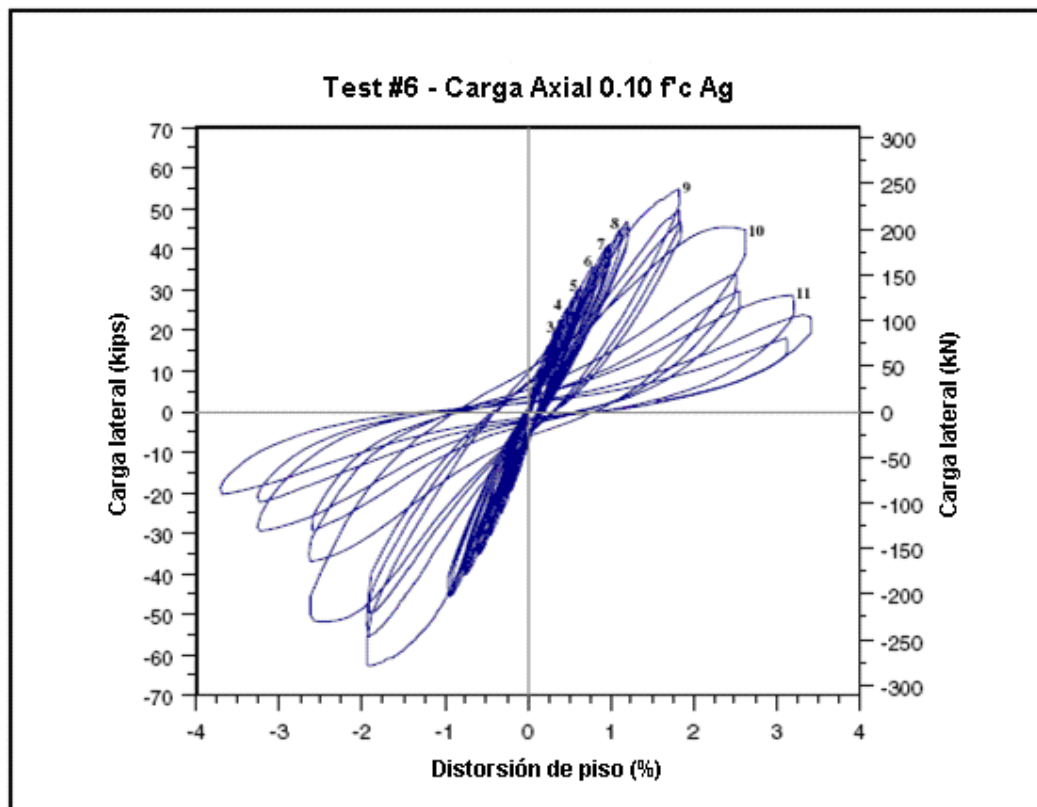


Figura 3.16 : Fuerza lateral contra distorsión de piso - Test #6.

El colapso del espécimen se atribuye a la superación del límite de la capacidad de corte de la unión. El comportamiento del corte en el nudo puede observarse en la Figura 3.17. Este diagrama muestra la tensión cortante contra la deformación cortante en la unión. El espécimen en el Test #6 alcanza una tensión máxima de 970 psi (6.7 MPa) o $\gamma=12.7$ (psi) [$\gamma=1.05$ (MPa)]. Al igual que en el ensayo anterior, este valor excede el valor

de y prescripto por FEMA y alcanza el valor propuesto por ACI 352 (1991), como puede apreciarse en Figura 3.17.

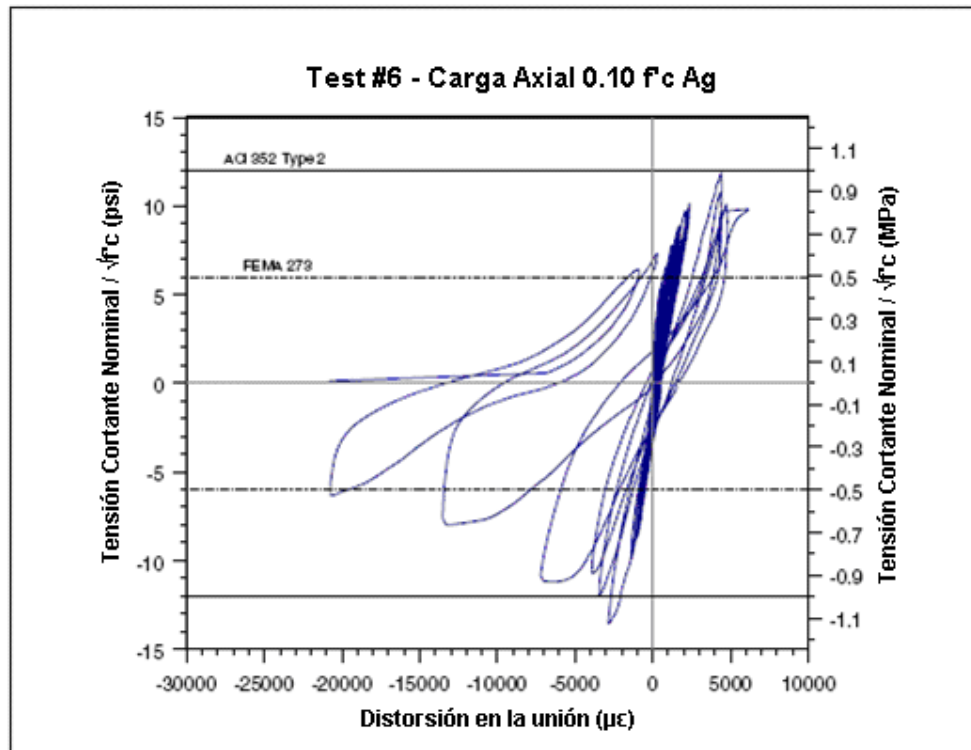


Figura 3.17 : Tensión cortante / $\sqrt{f'_c}$ contra distorsión en la unión - Test #6.

▪ Test #4

En la Figura 3.18 se muestra la relación carga contra distorsión de piso. Las lecturas realizadas en las galgas extensométricas indican que la primera fluencia ocurre en la armadura principal en el primer ciclo del paso de carga 9. La carga lateral en la fluencia es de 50.7 kips (226 kN) con un desplazamiento lateral de 0.45 in (11.4 mm), el cual es 30 % superior al promedio de los especímenes con carga axial en la columna de $0.10 f_c' A_g$. En este punto del ensayo se observan fisuraciones importantes en la viga y en la columna, pero la mayor situación de deterioro ocurre en el paso 10 en correspondencia con una carga lateral de 60 kips (267 kN). Bajo esa situación de carga la fisura diagonal tiene un ancho de 0.35 in. (9 mm) y la misma se expande a la columna en el paso 11 de carga. El promedio de ancho de fisura en la columna es de 0.20 in (5mm). El nudo finalmente falla a un desplazamiento de 1.45 in. (37 mm) correspondiente a una distorsión de piso del 2.20 %. El pico de carga es de 62.0 kips

(276 kN), mientras que al final del ensayo la carga disminuyó hasta 23.0 kips (102 kN), valor que corresponde al 37 % del pico.

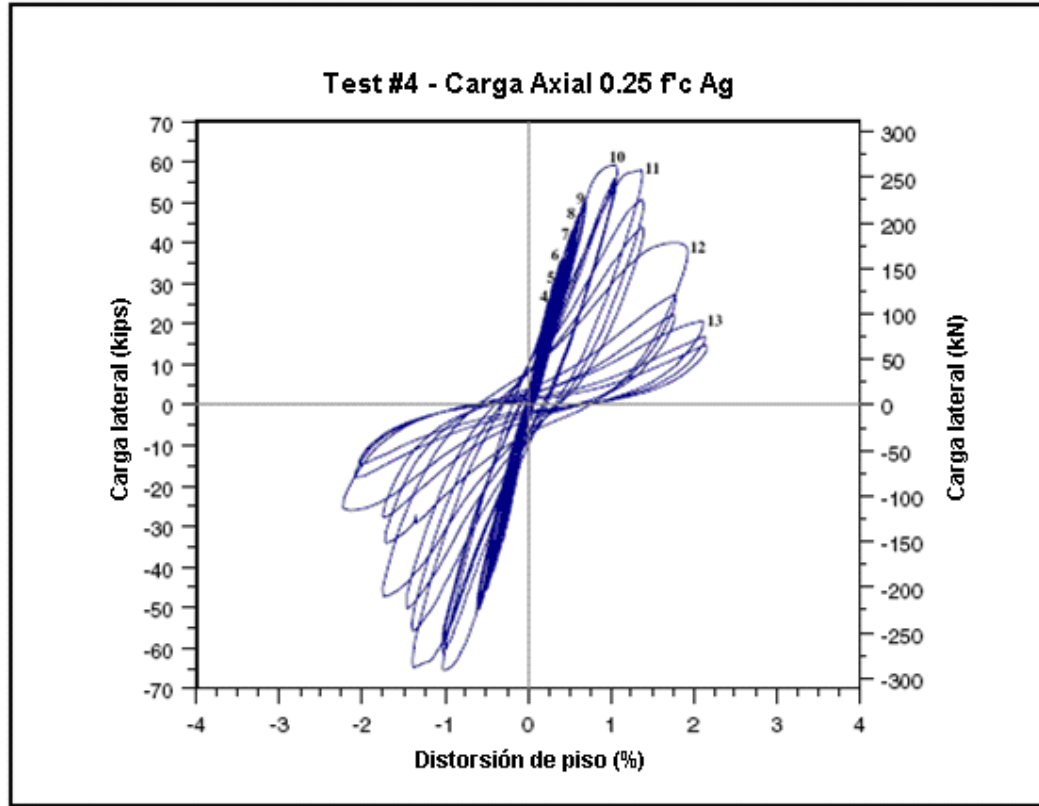


Figura 3.18 : Fuerza lateral contra distorsión de piso - Test #4.

El colapso del espécimen se atribuye a la superación del límite de la capacidad de corte de la unión. El comportamiento del corte en el nudo puede observarse en la Figura 3.19. Este diagrama muestra la tensión cortante contra la distorsión de la unión. La tensión cortante nominal es el promedio de la tensión cortante en el nudo normalizada por $\sqrt{f'_c}$, que es el coeficiente de resistencia de la unión y que alcanza un valor máximo de 13.4 psi (1.11 MPa). Al igual que en los ensayos anteriores, este valor excede el valor de ϕ prescrito por FEMA y sobrepasa levemente el valor propuesto por ACI 352 (1991), como puede apreciarse en Figura 3.19.

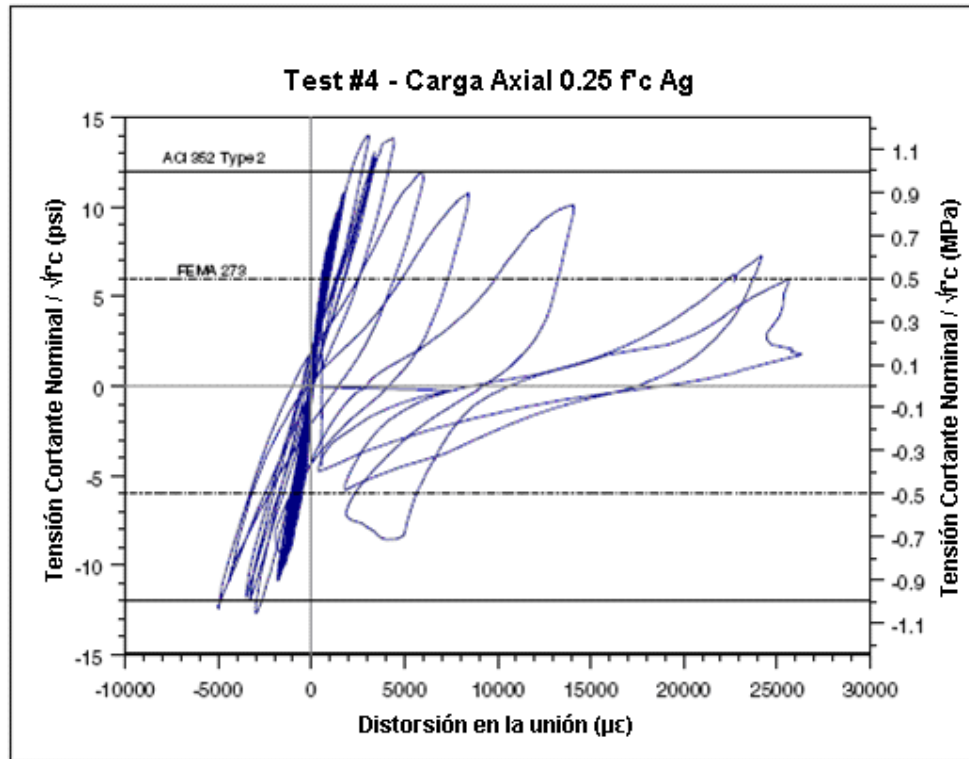


Figura 3.19 : Tensión cortante / $\sqrt{f'_c}$ contra distorsión - Test #4.

▪ Test #5

En la Figura 3.20 se muestra la relación carga contra distorsión de piso. Las lecturas realizadas en las galgas extensométricas indican que la primera fluencia ocurre en la armadura principal superior de la viga en el segundo ciclo del paso de carga 9. La carga lateral en la fluencia es de 52.0 kips (231 kN) con un desplazamiento lateral de 0.70 in (17.8 mm), el cual es 100 % superior al promedio de los especímenes con carga axial en la columna de $0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$. En este punto del ensayo se observan fisuras de 0.0006 in (0.15 mm) de ancho en la viga y en la columna, así como otras en la interface entre ambas. La máxima fisura en la viga es de 0.07 in (1.7 mm) y en la unión se tiene un ancho promedio de 0.33 in (8.5 mm). El nudo finalmente falla a un desplazamiento de 1.90 in. (48 mm) correspondiente a una distorsión de piso del 2.90 %. El pico de carga es de 60.0 kips (267 kN), mientras que al final del ensayo la carga disminuyó hasta 22.0 kips (98 kN), valor que corresponde al 37 % del pico.

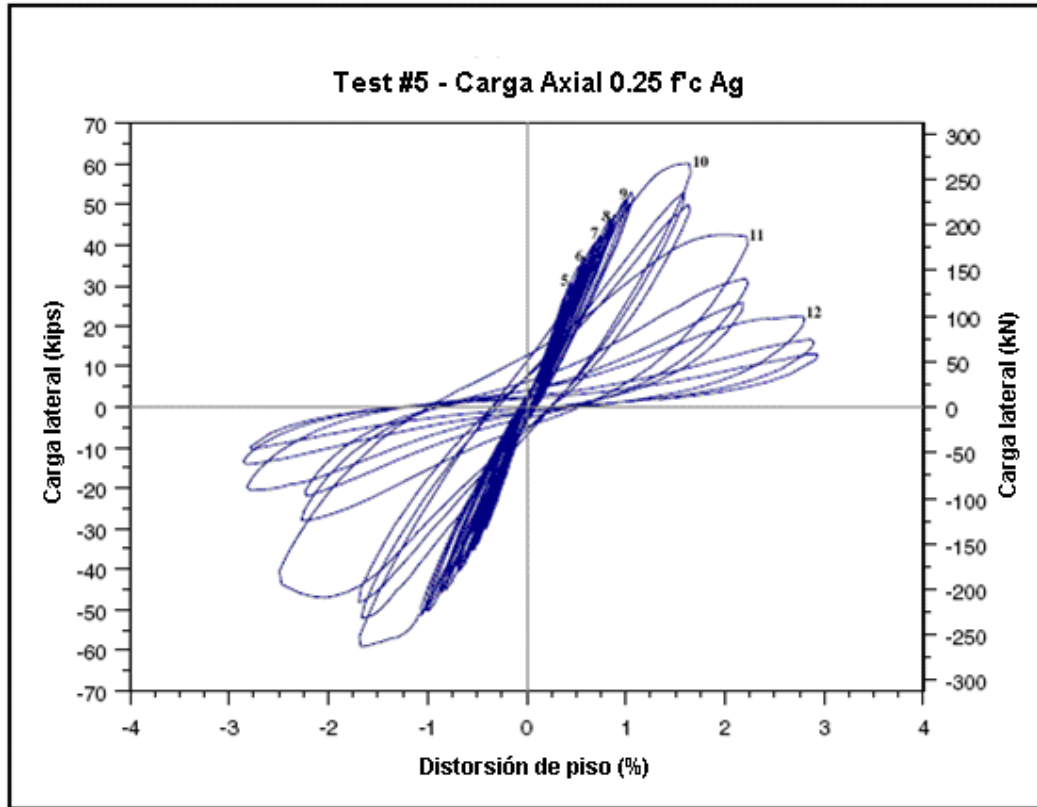


Figura 3.20 : Carga lateral contra distorsión de piso - Test #5.

El colapso del espécimen se atribuye a la superación del límite de la capacidad de corte de la unión. El comportamiento del corte en el nudo puede observarse en la Figura 3.21. Este diagrama muestra la tensión cortante contra la distorsión de la unión. La tensión cortante nominal es el promedio de la tensión cortante en el nudo normalizada por $\sqrt{f'_c}$, que es el coeficiente de resistencia de la unión y que alcanza un valor máximo de 13.4 psi (1.11 MPa), correspondiente con un valor de tensión cortante de 985 psi (6.8 MPa). Al igual que en los ensayos anteriores, este valor excede el valor de ϕ y prescrito por FEMA y sobrepasa levemente el valor propuesto por ACI 352 (1991), como puede apreciarse en Figura 3.21.

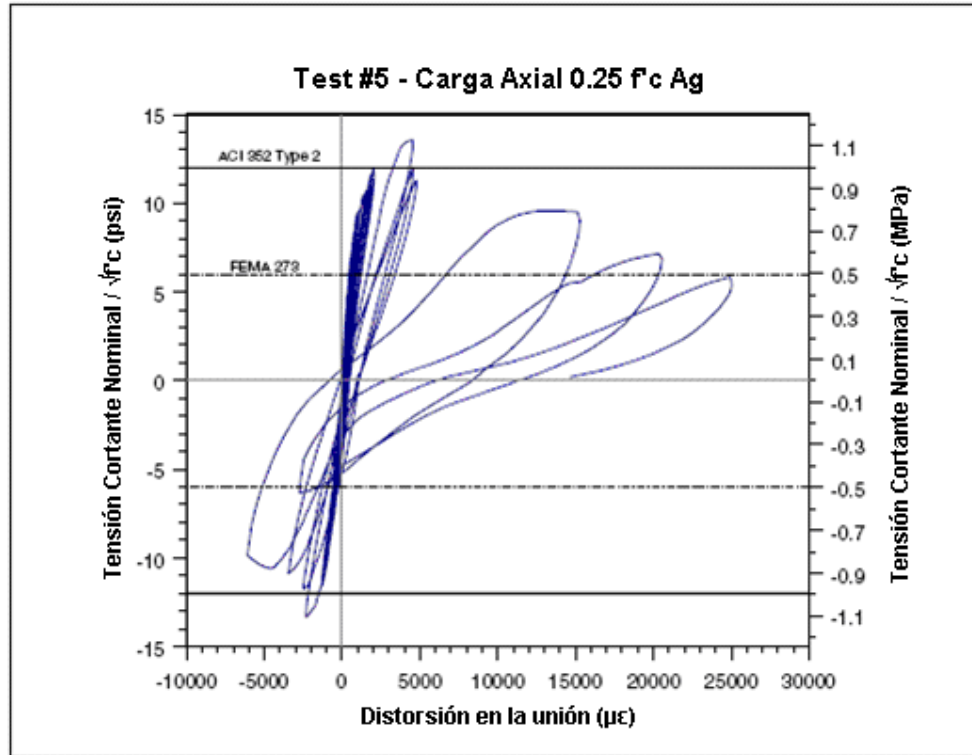


Figura 3.21 : Tensión cortante / $\sqrt{f'_c}$ contra distorsión en el nudo - Test #5.

A efectos comparativos, se presenta en la Tabla 3.5 los valores promedios de carga lateral pico y distorsión de piso máxima de los modelos sometidos a diferentes valores de fuerza axial y la relación entre los valores obtenidos.

Tabla 3.5 : Valores máximos de carga lateral y distorsión de piso.

	Nivel de Fuerza Axial		Relación
	$0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$	$0.25 \cdot f'_c \cdot A_g$	$0.10 \cdot f'_c \cdot A_g / 0.25 \cdot f'_c \cdot A_g$
Carga lateral pico	59.5 kips (265 kN)	61.0 kips (271 kN)	0.98
Distorsión de piso máxima	3.26 %	2.55 %	1.28

CAPÍTULO 4

MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

CAPÍTULO 4 : MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

4.1.- Tipos de modelación, programas utilizados y modelo básico.

En el capítulo anterior se presentaron los ensayos experimentales, con las características de los mismos y los resultados obtenidos. Dentro de este capítulo se pretende obtener los modelos analíticos que reproduzcan el comportamiento del subensamblaje y puedan ser utilizados en estudios más avanzados.

■ *Tipos de modelación.* La obtención de los modelos indicados en el párrafo anterior puede ser hecha de dos maneras:

a) Modelación según lineamientos de FEMA [19]. La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA por sus siglas en inglés) es la agencia del Gobierno de los Estados Unidos que da respuesta a huracanes, terremotos, inundaciones y otros desastres naturales. En su documento número 356, de Rehabilitación Sísmica de Edificios (conocido como FEMA 356), propone guías básicas y una serie de herramientas para el estudio estructural de edificios existentes y su predicción de comportamiento frente a desastres naturales que puedan presentarse. En el documento se proponen diagramas de comportamiento de componentes de vigas, columnas y nudos que pueden ser usados para obtener un modelo analítico del subensamblaje o de una estructura cualquiera. Es posible crear modelos analíticos basados exclusivamente en los parámetros indicados en tablas del documento y los modelos creados en este trabajo a partir de esos parámetros serán denominados Modelos FEMA.

Diversos análisis comparativos realizados en base a estudios experimentales indican, como es de esperar, que los valores propuestos por la documentación son conservadores. Pero en la ausencia de ensayos experimentales lo suficientemente desarrollados, deben ser usados estos parámetros para obtener el modelo analítico de la estructura.

b) Modelación real. Se crean modelos analíticos basados en la realidad del comportamiento de los componentes estructurales. En estos se introducen parámetros de modelación de comportamientos locales medidos en ensayos experimentales y otros obtenidos a partir del comportamiento de los materiales básicos (hormigón y acero) de la estructura.

Los modelos analíticos son sometidos a las cargas actuantes con lo que se obtienen resultados globales del comportamiento de la estructura. Estos resultados son contrastados con los resultados experimentales globales disponibles para obtener conclusiones útiles y de aplicación práctica. A priori se puede indicar que el modelo analítico real debe reproducir (dentro de márgenes tolerables) los resultados obtenidos en el ensayo. No se pudo exigir lo mismo para el modelo FEMA, ya que este propone parámetros generales y conservadores, que se encuentran del lado de la seguridad.

■ *Programas utilizados.* Para la simulación computacional que represente el comportamiento del subensamblaje estudiado, se disponen de varios programas informáticos que pueden ser utilizados. Para el desarrollo del tema se seleccionó el programa Perform 3D [P1], de análisis no lineal de estructuras de hormigón.

Perform 3D es una herramienta de software no lineal para diseño de edificios resistentes a los terremotos. Con el mismo pueden analizarse estructuras complejas en rango no lineal, a través de una amplia variedad de elementos, incluyendo vigas, columnas, tensores, zonas de panel, vigas pared (con aberturas), losas de piso, amortiguadores y aisladores. El análisis no lineal puede ser estático o dinámico.

Dentro de la modelación del subensamblaje analizado en este trabajo se utilizan componentes que constituyen los elementos de vigas, columnas y zonas de panel, cuyas características mecánicas son descritas en los siguientes ítems.

Para el análisis seccional mecánico – geométrico se utilizan el Section Builder [P2] y el CSI Col [P3], que son programas informáticos que permiten la definición de propiedades y el diseño de secciones estructurales. Mediante estas herramientas es posible generar curvas y superficies de interacción y diagramas momento – curvatura necesarios para definir las características mecánicas de los componentes de la estructura.

■ *Modelo básico.* En este trabajo se utiliza el método de diseño por capacidad. Con este método, los elementos estructurales que resistirán las fuerzas gravitatorias y las originadas por acciones dinámicas son seleccionados, diseñados y detallados para ser capaces de disipar energía por deformaciones inelásticas en zonas preestablecidas. Todos los otros elementos no pensados para disipar energía deben poseer suficiente

resistencia para asegurar su comportamiento elástico mientras las fuentes de disipación desarrollan toda su capacidad.

En base a lo expresado, se elabora un modelo básico, que reúna las características de poseer componentes de comportamiento inelástico. El modelo analítico básico a ser utilizado se presenta en la Figura 4.1. El mismo es obtenido a partir de observaciones experimentales, práctica profesional, juicio ingenieril y análisis de las zonas en las que la estructura se encuentra mayormente solicitada. Al mismo tiempo de conocer las características de trabajo de la estructura, se deben conocer las posibilidades y herramientas que dispone el programa computacional a ser utilizado. El modelo básico aquí propuesto ha sido formulado en función de todos los criterios antes expresados.

En el modelo se puede observar los diferentes componentes que constituyen los elementos que forman la estructura. El comportamiento de cada uno de estos componentes puede ser obtenido según los parámetros de FEMA o en forma real.

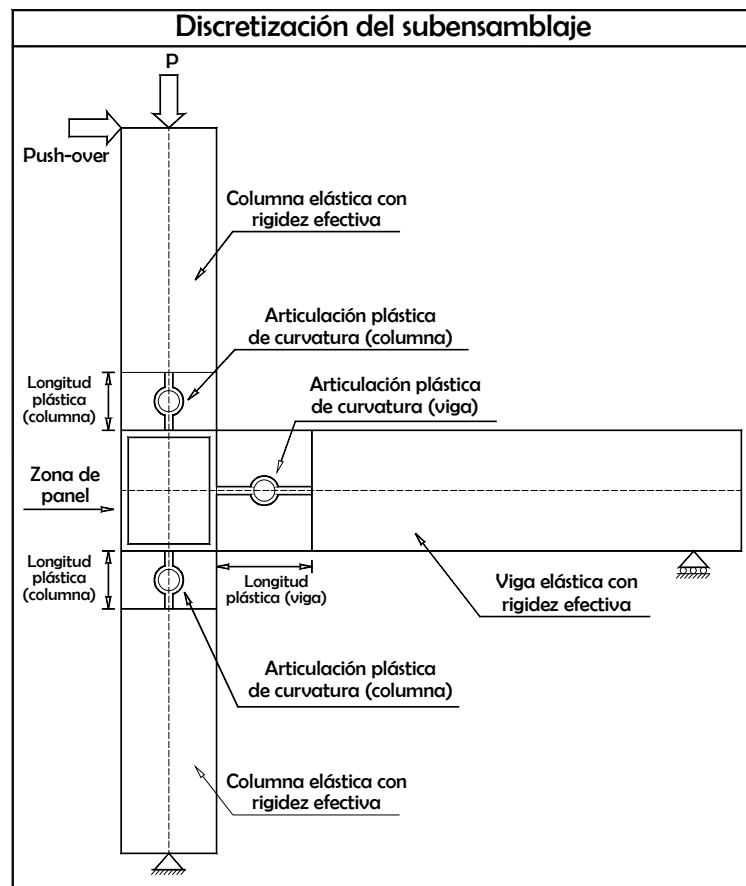


Figura 4.1 : Discretización del subensamblaje con sus componentes.

Se deben en consecuencia definir los valores de:

- a) la rigidez efectiva para viga y columna
- b) la longitud plástica en la viga y la columna
- c) diagramas momento-curvatura de la articulación plástica de viga y columna
- d) diagrama de comportamiento de la zona de panel.

4.2.- Modelación de componentes.

4.2.1.- Rigidez efectiva.

Bajo la acción de cargas cíclicas de alto nivel aparece un cuadro de fisuración muy importante en las diferentes secciones de los elementos estructurales. Este cuadro de fisuración implica una disminución notable de la rigidez que debe ser tomada en cuenta para los cálculos. FEMA propone los valores de rigidez efectiva que se presentan en la Tabla 4.1 (a) extraída de la documentación [19]:

Tabla 4.1(a) : Valores de rigidez efectiva propuestos por FEMA.

Valores de rigidez efectiva			
Elemento	Rigidez Flexional	Rigidez Cortante	Rigidez Axial
Vigas no pretensadas	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	----
Vigas pretensadas	$E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	----
Columnas con compresión debida al diseño de cargas gravitacionales $\geq 0.5 A_g f'_c$	$0.7 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas con compresión debida al diseño de cargas gravitacionales $\leq 0.3 A_g f'_c$ o en tracción	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_s A_s$

El Reglamento Argentino [16] propone los valores de la Tabla 4.1 (b):

Tabla 4.1(b) : Valores de Inercia efectiva propuestos por Reglamento Argentino [16].

Elemento	Características	Inercia Efectiva I_e
Viga	Sección rectangular	$0.40 I_g$
	Sección T o L	$0.35 I_g$
Columna	$P_u/f'_c A_g > 0.50$	$0.80 I_g$
	$P_u/f'_c A_g = 0.20$	$0.60 I_g$
	$P_u/f'_c A_g \leq -0.05$	$0.40 I_g$

Para este trabajo utilizamos los valores sugeridos por FEMA. Aplicando las fórmulas a las secciones correspondientes de vigas y columnas de los modelos UNT y Utah, se obtienen los valores numéricos a utilizar y que se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 : Valores de rigidez efectiva para modelos UNT y Utah.

Fuente	Rigidez Flexional (kN mm ²)		Rigidez Cortante (kN)	
	Viga	Columna	Viga	Columna
Modelos UNT	3.12×10^{10}	1.92×10^{10}	1.20×10^6	1.15×10^6
Modelos Utah	2.56×10^{10}	3.65×10^{10}	2.03×10^6	2.29×10^6

4.2.2- Longitud plástica.

El subensamblaje estudiado en este trabajo tiene la característica de poseer zonas de potencial formación de rótulas plásticas. Estas zonas son seleccionadas en ubicaciones específicas de los elementos estructurales y deben ser adecuadamente detalladas y diseñadas para que puedan, a través de deformaciones inelásticas, disipar energía sin degradación importante de resistencia.

Este modelo recibe el nombre de plasticidad concentrada. Para la implementación computacional es necesario definir el valor de la longitud plástica, que es calculable según el criterio de Paulay y Priestley [18], para una viga en voladizo sugieren utilizar la siguiente expresión:

$$L_p = 0.08 L + 0.022 d_b f_y \quad (\text{en unidades de MPa}) \quad (4.1)$$

La aplicación de la expresión anterior da los valores de las longitudes plásticas que se indican en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 : Valores de longitud plástica para modelos UNT y Utah.

Fuente	Elemento	L (m)	d _b (m)	f _y (MPa)	L _p (m)
Modelos UNT	Viga	2.00	0.020	446.0	0.36
	Columna	1.25	0.016	446.0	0.26
Modelos Utah	Viga	1.37	0.027	454.4	0.38
	Columna	1.22	0.021	454.4	0.31

4.2.3.- Articulación plástica de curvatura. [20, 21]

Para modelar la flexión inelástica que se produce en la viga del modelo básico, pueden utilizarse las articulaciones plásticas. A continuación se exponen las características, funcionamiento y limitaciones de este tipo de componente.

4.2.3.1.-Concepto de articulación rígida plástica.

Una articulación de momento plástica es una articulación que rota solamente después que un valor predefinido de momento actúa sobre ella. La articulación es inicialmente infinitamente rígida y empieza a girar solamente cuando el momento actuante alcanza el valor de fluencia. En el punto U se alcanza la máxima resistencia y el punto L es el límite de ductilidad, donde se inicia una significativa caída de la resistencia. El punto R es el punto de resistencia residual, donde la menor resistencia es alcanzada.

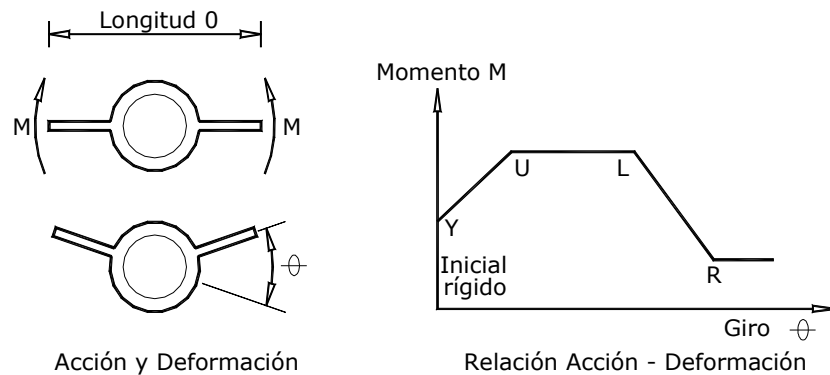


Figura 4.2 : Articulación plástica de giro.

En el programa utilizado existen componentes de articulación de giro y de curvatura. Una articulación de giro es una articulación rígido plástica tal como la mostrada en la Figura 4.2. Una articulación de curvatura es esencialmente la misma, pero en la relación acción – deformación, la deformación es la curvatura en vez del giro. La Figura 4.3 muestra el concepto de articulación de curvatura.

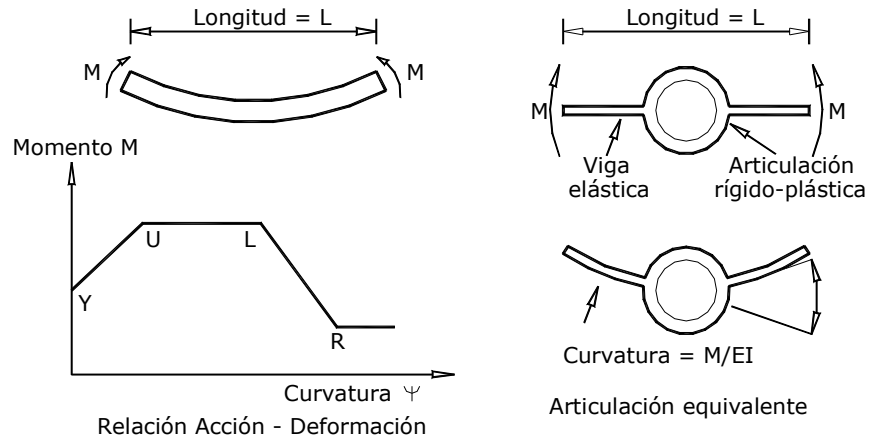


Figura 4.3 : Articulación plástica de curvatura.

En la gráfica se puede apreciar una longitud de una viga inelástica y su relación momento versus curvatura, así como una longitud equivalente de viga usando un componente de articulación rígida plástica con un componente de viga elástica. La rigidez de la viga elástica es la rigidez de la viga real. La deformación de esta viga contribuye como la parte elástica de la deformación total, en tanto que la articulación rígido plástica contribuye como la parte plástica. Las propiedades mecánicas de la articulación son obtenidas por la sustracción de la deformación elástica de la deformación total, tal como se muestra en la Figura 4.4.

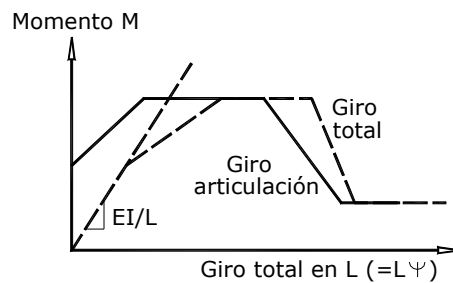


Figura 4.4 : Propiedades de la articulación rígido plástica.

La línea de puntos muestra la relación entre el momento flector y la rotación total a través de la longitud tributaria L. El giro total es la curvatura multiplicada por la longitud tributaria L. Para cualquier momento flector M, el giro de la viga elástica es ML/EI . Para obtener un comportamiento igual al de la viga real, la rotación plástica en la articulación

debe ser la rotación total menos la rotación elástica, que como resultado da la relación momento - rotación de la articulación.

En consecuencia se puede afirmar que para definir una articulación de curvatura, se precisa de una relación momento - curvatura y de una longitud tributaria. Esta longitud tributaria es utilizada para convertir la relación momento - curvatura en una relación equivalente momento - giro para la articulación. El segmento elástico de viga adyacente a la articulación contribuye para la curvatura elástica.

La ventaja de una articulación de curvatura es que las propiedades de la articulación son independientes de la longitud tributaria. Para cambiar la longitud tributaria de una articulación sólo debe modificarse la longitud en el componente compuesto, sin modificar las propiedades de la articulación, situación que no se verifica con la articulación de giro.

Para la implementación computacional de este componente es necesario conocer el diagrama momento - curvatura de la viga y de la columna, porque esos diagramas deben ser atribuidos a las rótulas plásticas correspondientes.

4.2.3.2.- Diagrama momento curvatura según FEMA. [19]

La relación carga deformación generalizada propuesta por FEMA es indicada en la Figura 4.5.

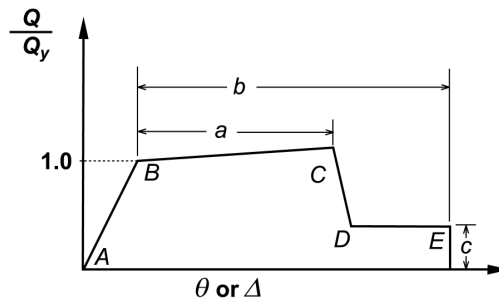


Figura 4.5 : Esquema de comportamiento no lineal según FEMA.

Tal como se observa en la gráfica se tiene una respuesta lineal desde el punto A (cuando el componente se encuentra descargado) hasta el punto B, que es el punto de fluencia. Luego una nueva respuesta lineal con rigidez reducida desde el punto B hasta el punto C, y de allí con una reducción súbita de la resistencia hasta llegar al punto D. De

este punto con el valor de resistencia constante hasta el punto E donde se produce una pérdida total de la resistencia.

La pendiente de la recta AB se obtiene en base a los valores de rigidez efectiva que se ha calculado anteriormente. La pendiente de la recta BC toma valores entre 0 y 10 % del valor de la rigidez inicial. El punto C tiene una ordenada igual a la resistencia del componente y una abscisa igual a la deformación en la cual se inicia una significativa degradación de la resistencia.

El comportamiento mostrado en la figura anterior será asociado a la respuesta flexional. A este tipo de relación se la clasifica como Tipo I, en donde las deformaciones son expresadas como rotaciones. Los parámetros a y b se refieren a las rotaciones que ocurren después de la fluencia, es decir los giros plásticos. El parámetro c es el factor de reducción súbita de la resistencia que permite el paso del punto C al D del diagrama.

a) Viga: Los parámetros de modelación son obtenidos Tabla 4.4 extraída de la documentación [19].

Tabla 4.4 : Parámetros de modelación de vigas propuesto por FEMA.

Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación Numérica para Procedimientos no lineales – Vigas de Hormigón Armado					
Condiciones			Parámetros de modelación		
			Rotación plástica Angulo en radianes		Tasa de Resistencia Residual
			a	b	c
i. Vigas controladas por flexión					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2

Para los modelos UNT, los parámetros son:

$$a = 0.025 \text{ rad} , b = 0.05 \text{ rad} , c = 0.2$$

Para los modelos Utah los parámetros son:

$a = 0.023 \text{ rad} , b = 0.047 \text{ rad} , c = 0.2$, valores que fueron obtenidos por interpolación, ya que $V/(b_w d \sqrt{f_c'}) = 4$.

Como se necesitan los valores de la curvatura promedio en la zona de plastificación de la viga, tenemos la expresión $\psi = \theta / L_p$, que aplicando tenemos :

$$\text{Modelos UNT } a_\psi = 69 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1} , b_\psi = 138 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1} , c_\psi = 0.2$$

$$\text{Modelos Utah } a_\psi = 61 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1} , b_\psi = 124 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1} , c_\psi = 0.2$$

Los valores de momento de fluencia determinados por el programa Section Builder son los siguientes:

$$\text{Modelos UNT } M_y = 244400 \text{ kN mm.}$$

$$\text{Modelos Utah } M_y = 395400 \text{ kN mm.}$$

b) Columna : Los parámetros de modelación son obtenidos de la Tabla 4.5 extraída de la documentación [19].

Tabla 4.5 : Parámetros de modelación de columnas propuesto por FEMA.

Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación Numérica para Procedimientos no lineales – Columnas de Hormigón Armado					
Condiciones			Parámetros de modelación		
			Rotación plástica Angulo en radianes	Tasa de Resistencia Residual	
			a	b	c
i. Columnas controladas por flexión					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2

Para los modelos N1, N2, N3, N5, Test #2, Test #6 los parámetros son:

$$a = 0.02 \text{ rad} , b = 0.03 \text{ rad} , c = 0.2$$

Como se necesitan los valores de la curvatura promedio en la zona de plastificación de la columna, a través de la expresión $\psi = \theta / L_p$ se tiene :

$$\text{Modelos N1, N2, N3, N5 } a_\psi = 77 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1} , b_\psi = 115 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1} , c_\psi = 0.2$$

$$\text{Modelos Test \#2, Test \#6 } a_\psi = 91 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1} , b_\psi = 136 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1} , c_\psi = 0.2$$

Para los modelos Test #4, Test #5 los parámetros son:

$$a = 0.0175 \text{ rad} , b = 0.0275 \text{ rad} , c = 0.2$$

Como se necesitan los valores de la curvatura promedio en la zona de plastificación de la columna, a través de la expresión $\psi = \theta / L_p$ se tiene :

$$\text{Modelos Test \#4, Test \#5 } a_\psi = 80 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1} , b_\psi = 125 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1} , c_\psi = 0.2$$

El valor del momento de fluencia es determinado por el programa Section Builder

Modelos UNT $M_y = 147700 \text{ kN mm}$.

Modelos Utah (para $P = 0.10 f'_c A_g$) ... $M_y = 333000 \text{ kN mm}$.

(para $P = 0.25 f'_c A_g$) ... $M_y = 430000 \text{ kN mm}$.

También el programa Section Builder da los valores del momento máximo y la pendiente de caída de la resistencia, a partir de cuyos valores pueden trazarse los siguientes diagramas:

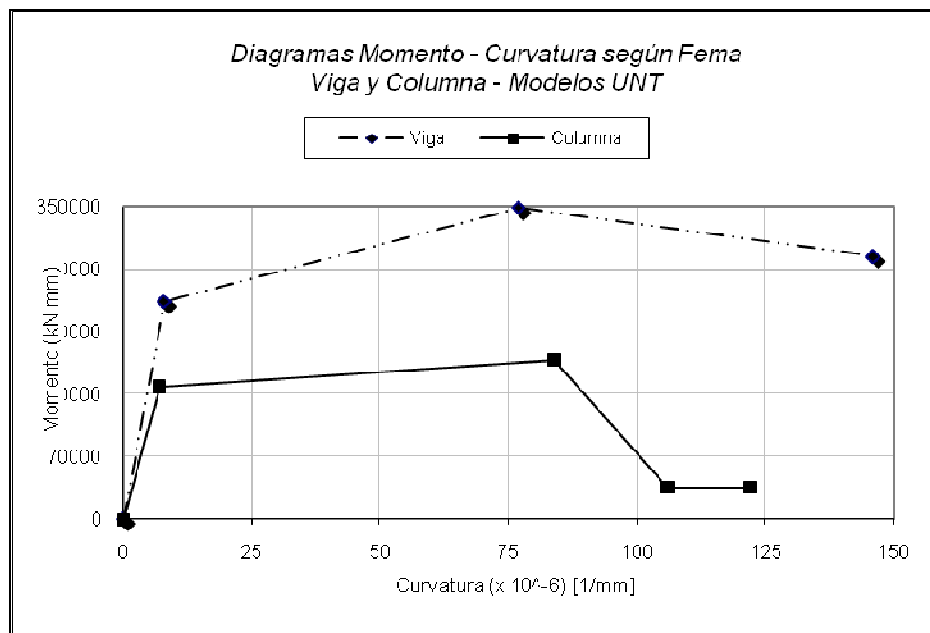


Figura 4.6 : Diagramas Momento Curvatura para vigas y columna, Modelos UNT.
Parámetros de modelación propuestos por FEMA

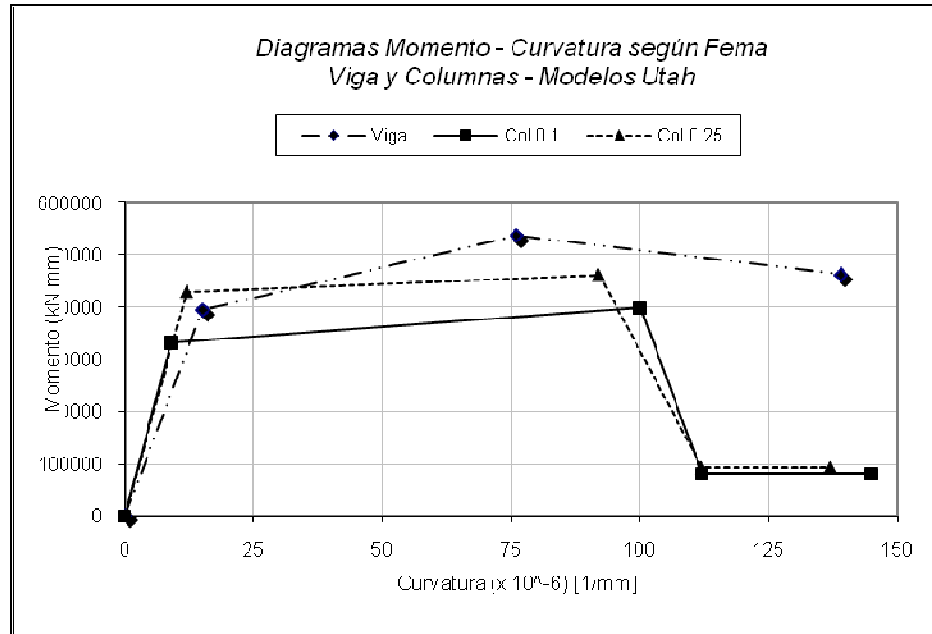


Figura 4.7 : Diagramas Momento Curvatura para viga y columna, Modelos Utah. Parámetros de modelación propuestos por FEMA

4.2.3.3.- Diagrama momento curvatura real. [17, 18]

■ **Consideraciones generales.** Consideremos un tramo diferencial de viga de hormigón armado, inicialmente recto, sometido a momentos iguales de valor M en sus extremos así como fuerzas axiales P . Bajo la acción de estas cargas el elemento sufre una deformación tal como se indica en la siguiente figura. El radio de curvatura R (medido hasta la línea neutra), la profundidad del eje neutro kd , la deformación de la fibra extrema de hormigón en compresión ϵ_c y la deformación de la fibra de acero en tracción ϵ_s varían a lo largo del miembro, debido a la colaboración del hormigón en la absorción de tracción.

La rotación de las secciones extremas del elemento está dada por

$$\frac{dx}{R} = \frac{\epsilon_c dx}{kd} = \frac{\epsilon_s dx}{d(1-k)} \quad \therefore \quad \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} \quad (4.2)$$

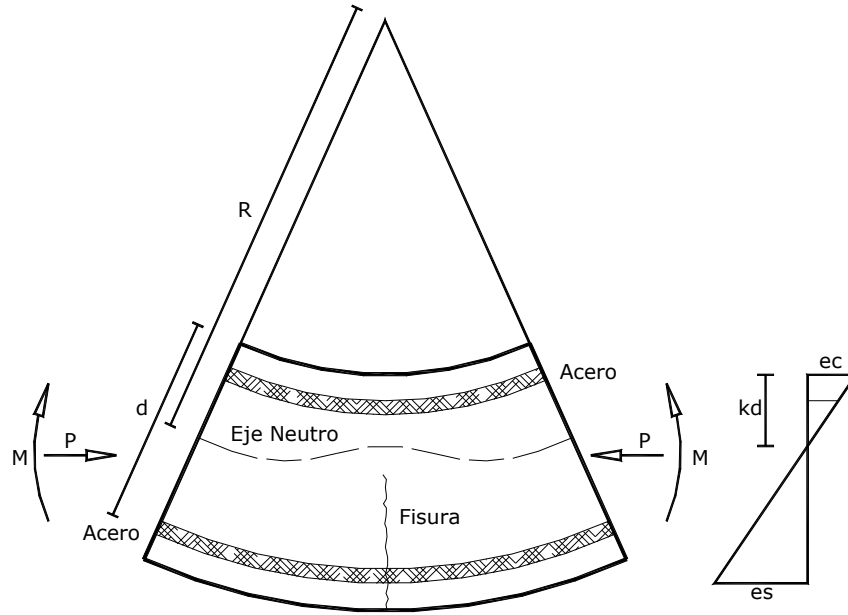


Figura 4.8 : Deformación de un miembro a flexión.

Tal como se observa en la Figura 4.8, $1/R$ es la curvatura en el elemento (la rotación por unidad de longitud del miembro). Allí se observa que representa el gradiente del perfil de deformación y es dado en las siguientes expresiones:

$$\varphi = \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} \quad (4.3)$$

La curvatura es variable a lo largo de la longitud del miembro, debido a la fluctuación de la profundidad del eje neutro y la deformación entre fisuras. Si la longitud del miembro es corta y se presenta una situación de fisuración del hormigón, la curvatura es dada por las expresiones anteriores, siendo ε_c y ε_s las deformaciones de la sección fisurada.

Si las deformaciones en la sección crítica de una viga de hormigón armado son medidas sobre una corta longitud, con incrementos del momento flector hasta el colapso de la viga, la curvatura puede ser calculada por las expresiones anteriores y en consecuencia se puede obtener el diagrama momento curvatura. En la Figura 4.9 (a) y (b) se observan dos curvas típicas de comportamiento de una sección de hormigón.

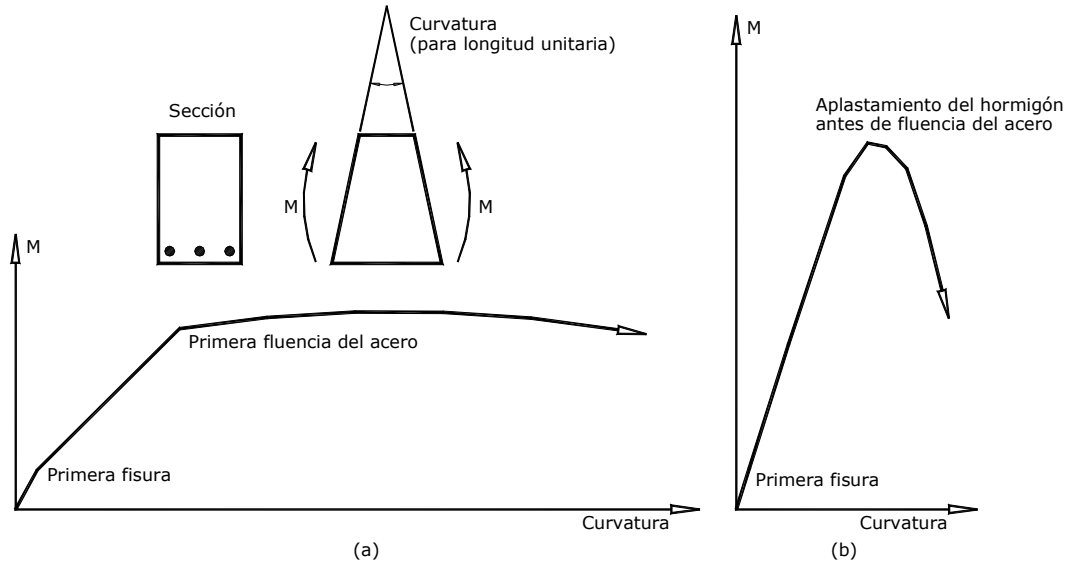


Figura 4.9 : Relación Momento - Curvatura para una viga simplemente armada. (a) Sección fluyendo en tracción, $\rho < \rho_b$, (b) Sección fallando en compresión, $\rho > \rho_b$

Si bien es cierto que las curvas son básicamente diferentes y representan comportamientos también bastante disímiles, en ambas se observan las siguientes características coincidentes:

- a) Un tramo inicial de comportamiento lineal, donde la relación entre el momento M y la curvatura ϕ está dado por la clásica ecuación

$$EI = MR = \frac{M}{\phi} \quad (4.4)$$

- b) Con el incremento del momento, aparecen las fisuras en el hormigón. Estas fisuras producen una disminución de la rigidez flexional que es más significativa en las secciones subarmadas que en las superarmadas. El comportamiento de la sección después de la fisuración depende en gran medida de la cuantía geométrica de la sección. Si esta cuantía es baja, la curva es prácticamente lineal hasta la fluencia del acero. Cuando ocurre esto, se observa un largo incremento de la curvatura, con un prácticamente nulo aumento del momento, que crece muy lentamente hasta un máximo y luego decrece. En secciones superarmadas el comportamiento es significativamente diferente, ya que la curva se vuelve no lineal cuando el hormigón entra en la parte inelástica y la falla puede ser repentina (comportamiento frágil) a no ser que la pieza esté lo suficientemente confinada. Si el hormigón no está

confinado, el mismo se desintegra con una relativamente pequeña curvatura antes que el acero entre en fluencia, causando un inmediato decrecimiento de la curva. Para asegurar el comportamiento dúctil, el contenido de acero debe ser determinado por debajo del valor teórico de balance, con una tendencia a disponer de una cuantía baja, situación muy utilizada en el dimensionamiento de vigas, con el objetivo de brindarles capacidad de ductilidad a las mismas.

La relación momento - curvatura de una viga dimensionada de acuerdo al último criterio, en la cual el acero entra en fluencia, puede ser idealizada por una relación trilineal, tal como se observa en la Figura 4.10 (a). La primera etapa de la misma es hasta llegar a la primera fisura, la segunda hasta la fluencia del acero y la tercera hasta el límite de la deformación del hormigón.

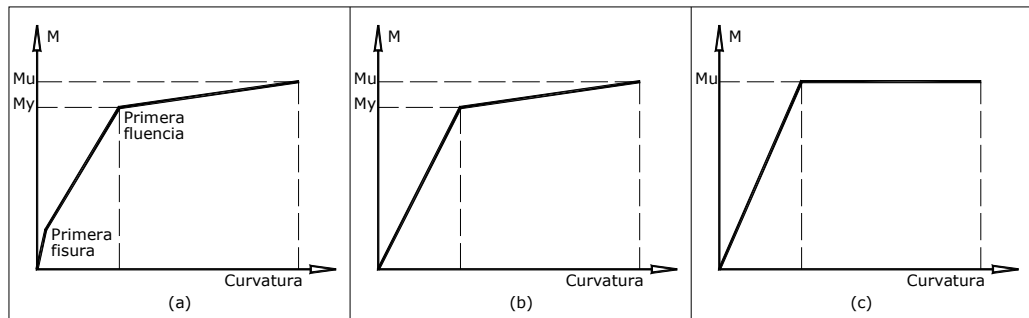


Figura 4.10 : Diagramas momento curvatura idealizados.

Para efectos de dimensionamientos y cálculos prácticos, en muchos casos es suficiente aproximar la relación a través de curvas bilineales, con endurecimiento o plasticidad perfecta, tal como se observa en las Figuras 4.10 (b) y (c) respectivamente.

Las curvas teóricas de momento – curvatura para secciones de hormigón armado trabajando bajo sollicitación flexional y carga axial pueden ser derivadas en base a suposiciones similares a aquellas usadas para la determinación de resistencia flexional. Allí se asume que las secciones planas permanecen planas después de la deformación y que las curvas tensión - deformación del hormigón y del acero son conocidas. Las curvaturas asociadas con el rango de momentos flectores y cargas axiales pueden ser determinadas usando estas suposiciones junto con los requerimientos de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas.

En las Figuras 4.11 (a) y (b) se muestran curvas típicas tensión deformación para el acero y el hormigón, donde f_y es la tensión de fluencia del acero y f'_c es la resistencia del hormigón.

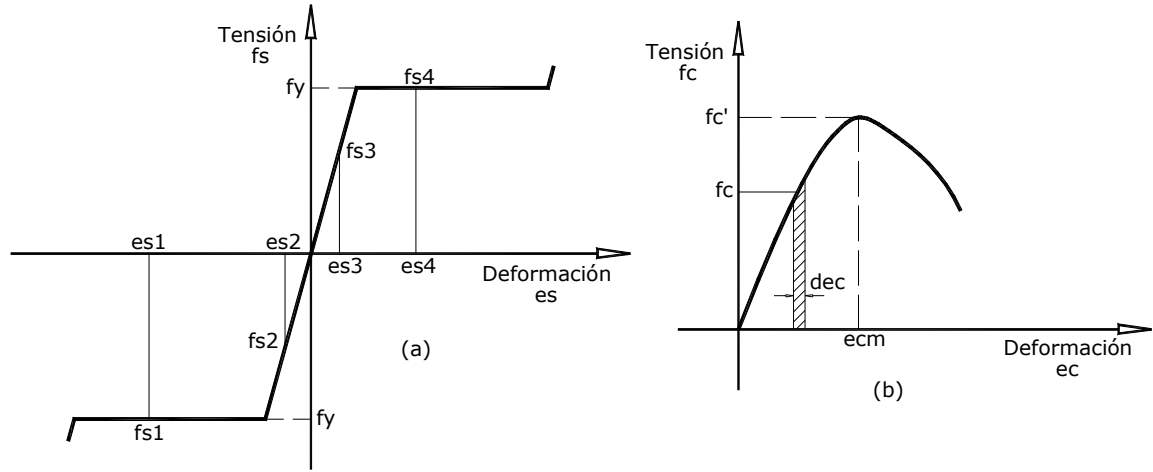


Figura 4.11 : (a) Acero en tracción y compresión (b) Hormigón en compresión

La Figura 4.12 permite observar una sección de hormigón armado con una carga axial y un momento flector como acción externa, que producen tensiones, deformaciones y fuerzas internas.

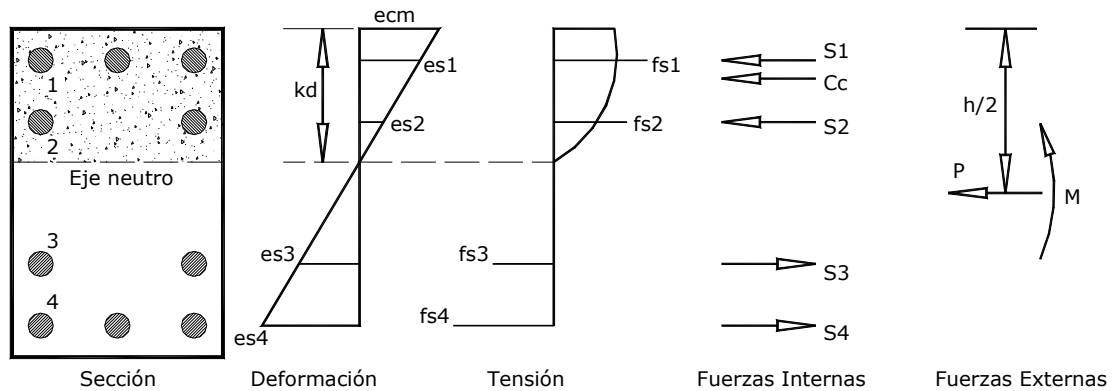


Figura 4.12 : Tensión y deformación en una sección transversal de hormigón

Dada una deformación en la fibra extrema de hormigón comprimida ϵ_{cm} y una profundidad del eje neutro kd , las deformaciones en los aceros ϵ_{s1} , ϵ_{s2} , ϵ_{s3} , pueden ser determinadas por relaciones de triángulo en el diagrama de deformaciones. Por ejemplo, para la barra i en la profundidad d_i se tendrá

$$\epsilon_{si} = \epsilon_{cm} \frac{kd - d_i}{kd} \quad (4.5)$$

Conocidas éstas, las tensiones en los aceros f_{s1} , f_{s2} , f_{s3} , , correspondientes a las deformaciones ϵ_{s1} , ϵ_{s2} , ϵ_{s3} , pueden ser obtenidas a través de la curva tensión deformación del acero. Con ello, las fuerzas en los aceros S_1 , S_2 , S_3 , pueden ser determinadas como el producto de las tensiones por las áreas transversales de los aceros, a través de la siguiente expresión :

$$S_i = f_{si} A_{si} \quad (4.6)$$

La distribución de las tensiones de hormigón sobre la parte comprimida de la sección puede ser determinada desde el diagrama de deformaciones y la curva de tensión deformación del hormigón. Para cualquier deformación de hormigón dada ϵ_{cm} en la fibra extrema de compresión, la fuerza de compresión y su posición pueden ser definidas en términos de los parámetros α y γ , donde $C_c = \alpha f_c'' bkd$ (4.7) actuando a una distancia γkd (4.8) desde la fibra extrema de compresión. Los factores α y γ para cualquier deformación ϵ_{cm} , en la fibra extrema pueden ser obtenidos para una sección rectangular con las siguientes expresiones :

$$\alpha = \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c}{f_c'' \epsilon_{cm}} \quad (4.9)$$

$$\gamma = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c f_c d\epsilon_c}{\epsilon_{cm} \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c} \quad (4.10)$$

Si la tensión en el hormigón puede ser escrita en términos de la deformación (por ejemplo si la curva tensión versus deformación es conocida) la fuerza del hormigón y su línea de acción pueden ser determinadas con las ecuaciones anteriores.

Las ecuaciones de equilibrio de fuerzas pueden ser escritas como:

$$P = \alpha f_c'' bkd + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \quad (4.11)$$

$$M = \alpha f_c'' bkd \left(\frac{h}{2} - \gamma kd \right) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (4.12)$$

$$\text{y la curvatura es } \phi = \frac{\epsilon_{cm}}{kd} \quad (4.13)$$

La relación momento - curvatura teórica para un nivel de carga axial dada puede ser determinada por un proceso incremental de la deformación de la fibra de hormigón extrema ϵ_{cm} . Para cada valor de esta deformación, la profundidad del eje neutro kd , que satisface el equilibrio de fuerzas, es hallado ajustando ese valor hasta que se cumpla el equilibrio de fuerzas de las ecuaciones anteriores. Conocidos estos valores es posible determinar el momento M y la curvatura ϕ por las expresiones deducidas previamente, con lo cual se obtiene la curva que era el objetivo del problema. Evidentemente no es recomendable la realización de un cálculo manual, y este proceso debe ser ejecutado computacionalmente. En este trabajo se propone la utilización de los programas Section Builder y Csi Col, que procesan los datos, realizan los cálculos necesarios y retornan el diagrama momento - curvatura buscado.

■ *Propiedades de los materiales – Hormigón.* Para los modelos ensayados en el Instituto de Estructuras UNT, el dato disponible en el ensayo experimental con relación a las características mecánicas del hormigón se refiere a la resistencia característica. El valor indicado es $f'_{ck} = 22$ MPa, determinado sobre probetas cilíndricas normalizadas a los 28 días de edad. Este es el valor disponible y corresponde a la resistencia característica, que se define como el valor de la resistencia por debajo del cual no se presentarán más de un 5% de roturas. En la modelación es recomendable usar el valor promedio, dato que no se encuentra disponible, pero se asume un valor superior al característico y se utiliza 25 MPa como valor de resistencia del hormigón.

Para los modelos ensayados en la Universidad de Utah – PEER, se tienen los valores de resistencia del hormigón para cada espécimen. Se toma un valor promedio de todos ellos para utilizar en los cálculos, y en la Tabla 4.6 se indican las características mecánicas del hormigón para los diferentes modelos.

Tabla 4.6: Características mecánicas del hormigón Modelos UNT y Utah.

Características mecánicas del hormigón		
Fuente	f'_c MPa (psi)	E_c MPa (psi)
Modelos UNT	25.0 (3626)	24000 (3048000)
Modelos Utah	41.1 (5958)	30098 (4365381)

Para la implementación computacional en el programa Section Builder se utiliza el modelo de Parábola Simple, donde se considera que el pico de resistencia se produce

en la deformación 2 por mil y posterior a ese punto se produce una caída de resistencia hasta la deformación 5 por mil, que es la deformación última. Se toman estos valores considerando que existe un cierto confinamiento del hormigón por las barras principales y los estribos existentes. No se disponen de datos experimentales que permitan definir un comportamiento más real del hormigón, por lo cual se adopta el modelo antes explicado. En la Figura 4.13 se representa la curva de comportamiento del hormigón.

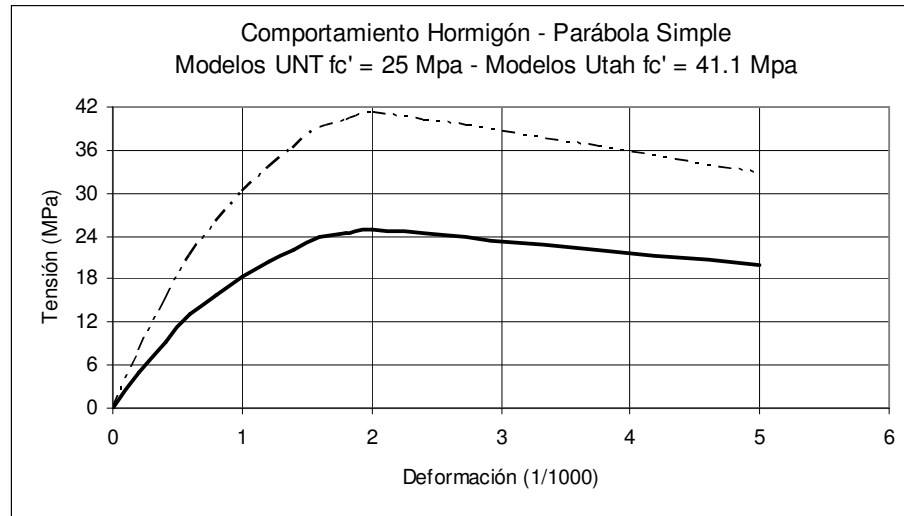


Figura 4.13 : Comportamiento del hormigón Modelos UNT y Utah.

■ **Propiedades de los materiales – Acero.** La resistencia del acero es definida básicamente por la tensión de fluencia. Se admite un diagrama rectilíneo formado hasta el valor de la tensión de fluencia, un segmento horizontal de ordenada al límite elástico y un segmento de endurecimiento.

Los valores básicos a ser utilizados en los modelos ensayados en UNT y Utah se presentan en la Tabla 4.7:

Tabla 4.7 : Características mecánicas del acero. Modelos UNT y Utah.

Características del acero		
Fuente	Fu (Mpa)	Fy (Mpa)
Modelos UNT	660	446
Modelos Utah (media)	744	462

En el programa Section Builder, el modelo más adecuado de implementación computacional que se corresponde con los resultados experimentales, es el de Park con

endurecimiento (Park, Strain Hardening). La Figura 4.14 muestra el modelo a ser utilizado, donde la línea punteada es la correspondiente a los modelos Utah y la línea llena es la correspondiente a los modelos UNT.

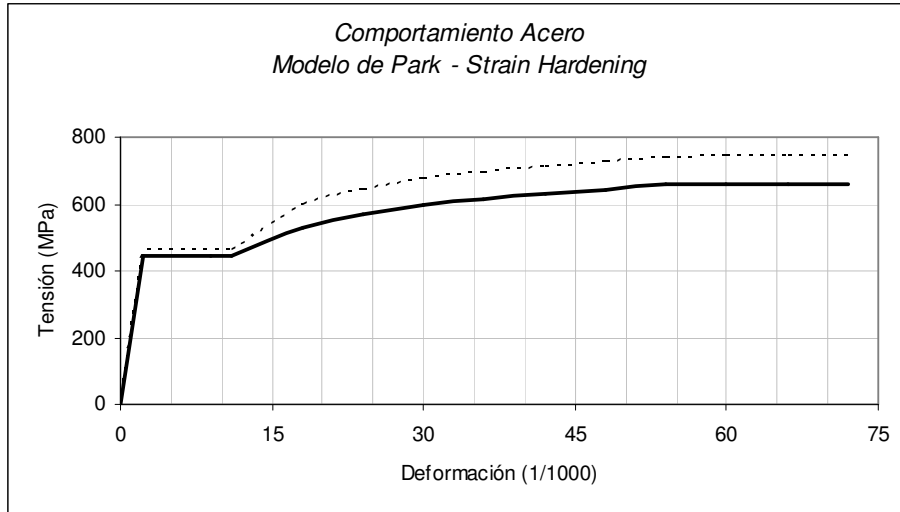
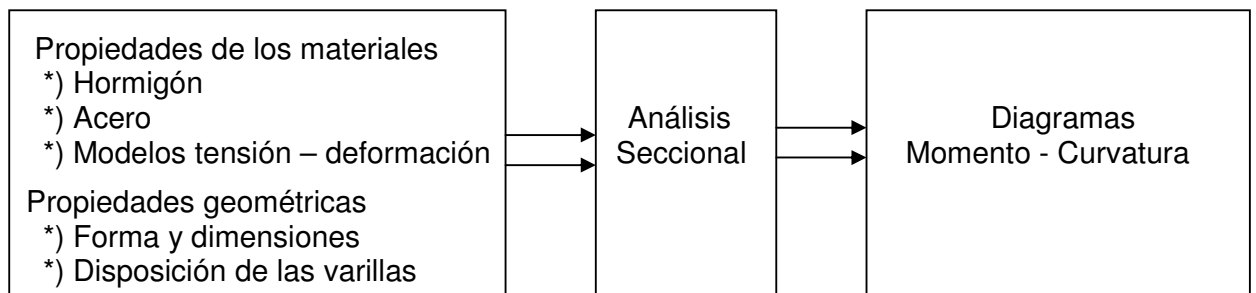


Figura 4.14: Comportamiento del acero Modelos UNT y Utah.

■ **Diagrama Momento – Curvatura para los modelos ensayados.** Para los diferentes modelos experimentales es necesario determinar el diagrama momento - curvatura de las secciones de viga y columna. Estos diagramas se obtuvieron con los programas Section Builder y CSI Col que genera curvas y superficies de interacción y grafica los diagramas momento – curvatura.

El siguiente diagrama esquematiza el funcionamiento del programa, en base a los parámetros y definiciones de entrada y los resultados obtenidos. Fundamentalmente los parámetros de entrada se refieren a las propiedades mecánicas de los materiales (hormigón y acero) y las características geométricas de la sección transversal.



■ **Resultados obtenidos.** Diagramas momento - curvatura de la viga y la columna. Estos diagramas reales sirven como una referencia básica a ser utilizados en el programa Perform 3d, donde se implementan en forma práctica diagramas simplificados multilineales y se muestran en las Figuras 4.15 y 4.16 junto con los diagramas obtenidos en base a los parámetros de la documentación FEMA.

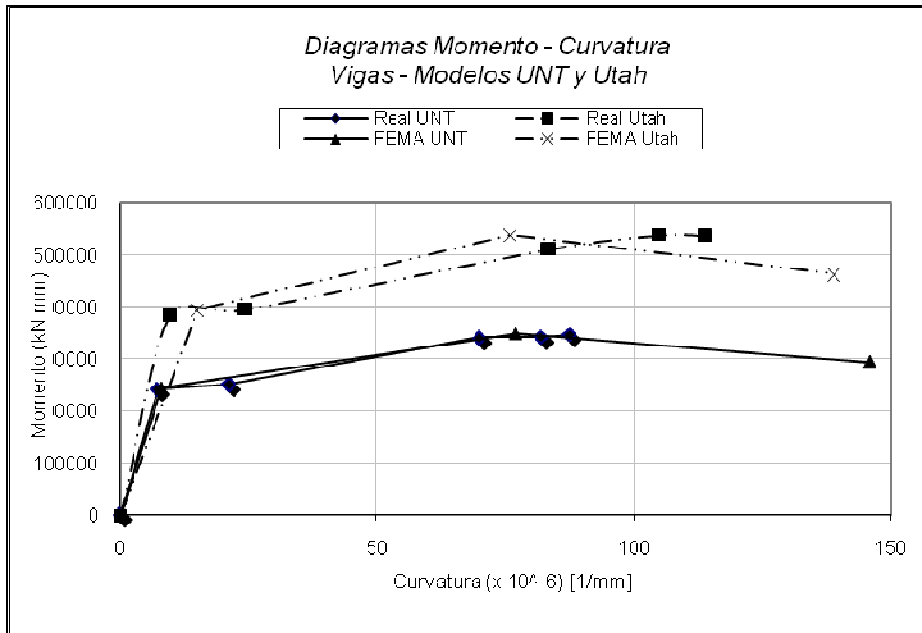


Figura 4.15 : Diagramas Momento - Curvatura para vigas comparados.

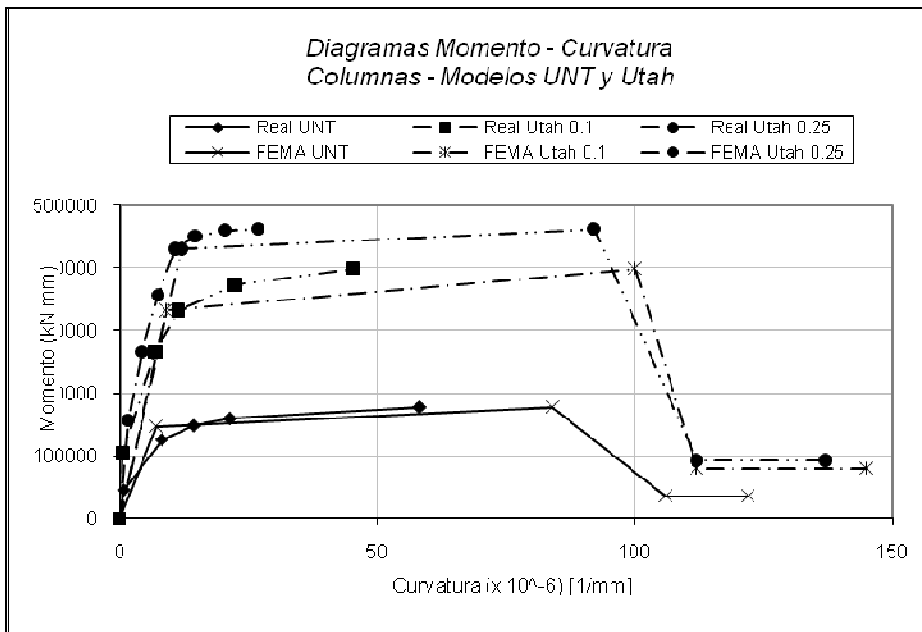


Figura 4.16 : Diagramas Momento Curvatura para Columnas comparados

Los diagramas obtenidos a través de los parámetros propuestos por FEMA guardan mucha similitud con respecto a los valores obtenidos en forma real.

Para las vigas modelo UNT se disponen además de datos adicionales que pueden ser utilizados. Estos datos se refieren a la medición de giros en la zona de formación de articulación plástica en la viga. La medición experimental de estos giros permite determinar el comportamiento momento – curvatura de la articulación plástica. La Figura 4.17 muestra el diagrama histerético obtenido de los ensayos y su comparación con la envolvente deducida en forma analítica.

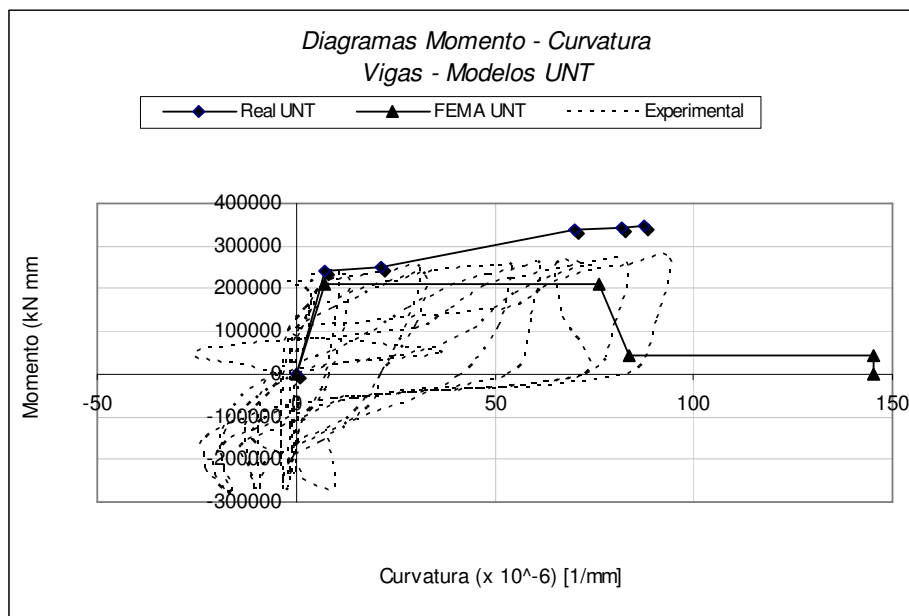


Figura 4.17 : Diagramas Momento Curvatura para vigas Modelo UNT.

Se observa que el experimental tiene un comportamiento lo suficientemente similar al real, que fue obtenido analíticamente a partir de los comportamientos de los materiales básicos (hormigón y acero).

4.2.3.4.- Componente de articulación en columna para pórticos. [20, 21]

En el estudio del subensamblaje se utilizó el componente de articulación plástica en la columna bajo la acción de una fuerza axial constante, que para algunos modelos (N1, N2, N3, N5, Test #2, Test #6) es de $0,10 \cdot f_c' \cdot A_g$ y para otros modelos (Test #4, Test #5) es de $0,25 \cdot f_c' \cdot A_g$. En todos los casos estos valores son fijos, ya que la experimentación se hace de ese modo, considerando un valor de fuerza axial fija en la

cabeza de la columna. En ese contexto, el diagrama momento – curvatura de esa articulación correspondía al obtenido en las condiciones expresadas anteriormente, es decir con las fuerzas axiales actuantes.

En el caso de la evaluación de un pórtico, la situación debe replantearse para el componente mencionado. Ello se debe a que no se tiene un valor de fuerza axial constante, sino que el mismo va cambiando de piso a piso por las diferentes cargas gravitacionales que se van incorporando. Una solución sería disponer de articulaciones predefinidas en función al valor de fuerza axial que actúa sobre cada columna, pero este sería un procedimiento engorroso y poco práctico, ya que habría que calcular varios diagramas e incorporarlos a la estructura de acuerdo a la posición que ellos ocupan. Este procedimiento se descarta, por ser de aplicabilidad poco convincente.

En consecuencia, al momento de evaluar el comportamiento de un pórtico, se recurre a otro tipo de componente, tal que asuma la interacción existente entre momento y fuerza axial actuantes.

■ *Articulación con Interacción P-M-M.* Conceptualmente esta articulación es similar a la utilizada en el estudio del subensamblaje. Las principales diferencias son las siguientes:

(1) Una articulación con interacción P-M-M necesita de una superficie de interacción para definir cuando ocurre la fluencia y qué ocurre después de fluir.

(2) Cuando una articulación entra en fluencia, se deforma longitudinalmente y rotacionalmente. En una articulación de longitud nula, es fácil interpretar una rotación, pero es difícil de visualizar una deformación longitudinal en un componente de longitud 0. Sin embargo, desde el punto de vista matemático y de aplicación computacional, ambos son absolutamente similares.

(3) Para una articulación de giro, la deformación flexional es la rotación y la deformación axial es el desplazamiento longitudinal a través de la articulación. Para una articulación de curvatura, la deformación flexional es la curvatura y la deformación axial es la deformación específica.

La Figura 4.18 muestra la superficie de fluencia que se utiliza en el programa para secciones de hormigón.

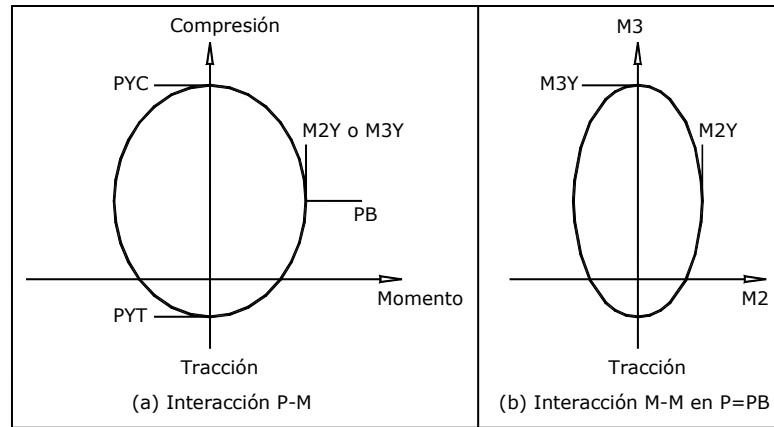


Figura 4.18 : Diagramas de interacción P-M y M-M.

Si se utiliza una articulación de curvatura, debe especificarse la longitud tributaria, que será considerada la misma para ambos ejes. La relaciones momento – curvatura y fuerza – deformación específica para las articulaciones de curvatura son procesadas en base a la longitud tributaria para obtener las relaciones momento versus giro y fuerza versus desplazamiento, usando los mismos procedimientos utilizados para articulaciones uniaxiales.

Para la evaluación computacional de los subensamblajes no se utiliza este tipo de componente, el mismo será utilizado en la evaluación de pórticos.

4.2.4.- Zona de panel.

En el ítem anterior se obtuvieron los modelos de los diagramas momento curvatura de la viga y la columna del subensamblaje por dos vías. La primera de ellas basada en los parámetros de modelación propuestos por FEMA y la segunda de ella basado en la determinación de los diagramas a partir del comportamiento del hormigón y el acero, materiales básicos que constituyen la estructura. Si bien es cierto que en ningún caso se puede llegar a obtener el comportamiento absolutamente real de la viga, este último método puede considerarse el más ajustado y por eso lo llamamos modelo real. Dentro de este ítem se procede de forma análoga para obtener los modelos de comportamiento locales de la unión.

4.2.4.1.- Justificación de la modelación puntual en el nudo.

En el cálculo de la mayoría de las estructuras, la unión es considerada rígida. La conjunción en ese tramo de la estructura de la viga y la columna, nos induce a pensar que esto ocurre efectivamente, es decir que se trata de una zona con una rigidez muy importante, tan alta con relación a los elementos estructurales que a ella concurren, que puede ser considerada rígida.

En términos de rigidez flexional el análisis anterior es correcto. Sin embargo, en los subensamblajes que se estudian en este trabajo, es necesario realizar la modelación específica del nudo, asumiendo un comportamiento diferente al de los elementos viga y columna y sin considerarlo rígido en términos de fuerzas cortantes y distorsiones. Aún más, no solamente debe ser considerada no rígida esa zona puntual de los subensamblajes, sino que además en el caso de deficiencias de armado del nudo, se debe asumir un comportamiento no lineal.

La modelación puntual del nudo se justifica por los siguientes motivos:

1) Desde el punto de vista de los diversos ensayos estudiados, se precisa diferenciar unos de otros, con modelos analíticos diferentes. En este trabajo se estudian los resultados obtenidos por las solicitaciones sobre modelos que son básicamente iguales, excepto por la cantidad y disposición de armaduras de refuerzo en los nudos. La presencia o ausencia de dichas armaduras hace que se tengan comportamientos bastante diferenciados entre los especímenes. Para distinguir un modelo de otro, en términos analíticos, debemos introducir un componente que nos imponga patrones de comportamiento que finalmente reproduzcan el comportamiento de cada tipo de modelo.

2) Desde el punto de vista de las solicitaciones actuantes, se observan valores muy altos de fuerza cortante en el nudo, comparativamente a los que se presentan en vigas y columnas. Además, en la zona de la unión se producen cambios de signo en el diagrama de momentos, en correspondencia con las fuerzas importantes de corte antes mencionadas. Este punto no puede ser omitido, ya que los valores son muy diferentes en el cuerpo de la estructura con relación a los que puntualmente se producen en la unión. Si esta gran demanda ocurre además en una zona sensible de la estructura, como en el caso de los modelos sin armaduras de refuerzo, se condiciona aún más la utilización de un componente específico en el nudo.

3) Desde el punto de vista de las observaciones experimentales locales, se nota una distorsión muy importante en la zona de la unión. En los ensayos esa distorsión es medida y se observa un comportamiento claramente no lineal, lo que implica disipación de energía y justifica la modelación puntual de la zona.

4.2.4.2.- Características de un componente de zona de panel. [20, 21]

Los componentes de zona de panel pueden ser elásticos o inelásticos. El modelo es totalmente similar para ambos, pero el componente inelástico tiene una relación acción - deformación no lineal.

La Figura 4.19 muestra una conexión entre una viga y una columna.

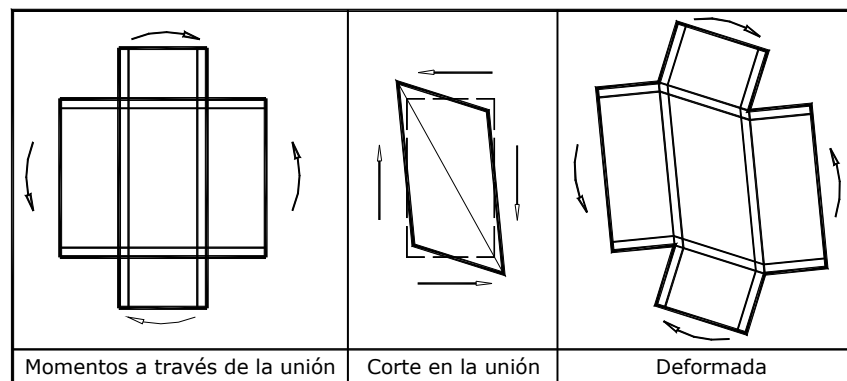


Figura 4.19 : Distorsión en una conexión viga columna no rígida.

Se observa que cuando la conexión transfiere el momento flector desde la viga a la columna, la zona de conexión de panel está sujeta a tensiones de corte. Estas tensiones son muy superiores a las tensiones que se desarrollan en la viga y columna adyacentes. Debido a la distorsión tangencial en la zona de panel, las secciones transversales de las vigas y las columnas rotan en diferente magnitud, lo que implica que la conexión es rígida, pero no infinitamente. Además, y como ocurre específicamente en casos de deficiencia de armado en el nudo, la resistencia de la zona de panel puede ser inferior a la resistencia de las vigas y columnas adyacentes, por lo que entra en fluencia antes que los otros elementos estructurales.

La Figura 4.20 es una idealización del comportamiento de la unión. En un nudo de hormigón con deficiencia de armado, el comportamiento es mucho más complejo, porque

la distorsión de la zona de panel es acrecentada por otras causas, tales como la fisuración diagonal y pérdida de adherencia entre hormigón y armadura. Sin embargo, el modelo de implementación computacional propuesto por el programa Perform 3d, reproduce satisfactoriamente el comportamiento del nudo.

La Figura 4.20 se muestra el modelo para el componente de zona de panel.

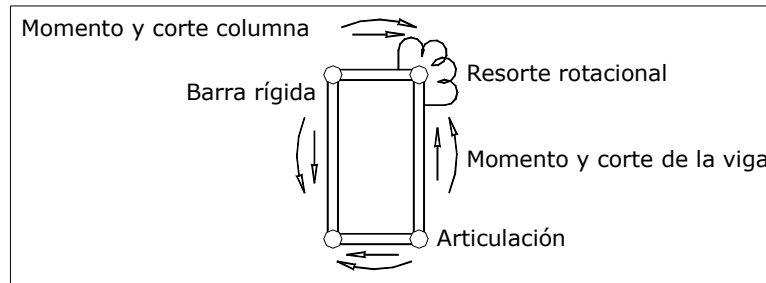


Figura 4.20 : *Modelo Componente Zona de Panel.*

Este es el modelo de Krawinkler y consiste en cuatro barras rígidas articuladas en los extremos. Los momentos y fuerzas de corte de las columnas y vigas actúan en las barras. Un resorte rotacional, que provee resistencia y rigidez a la conexión tiene una relación momento – distorsión que puede ser lineal o no lineal.

Cada elemento de zona de panel consiste en un componente de zona de panel y tiene solo un nodo, que corresponde a la intersección de los ejes de las vigas y columnas. Si no se especifica un elemento de zona de panel, entonces la unión viga – columna es rígida.

Los elementos de viga y columna se extienden hasta el nodo. Los extremos de los elementos son conectados por medio de barras rígidas de los componentes de la zona de panel, tal como se muestra en la siguiente Figura 4.21.

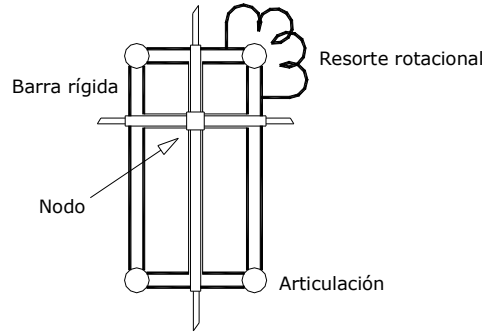


Figura 4.21 : Detalle de Elemento Zona de Panel

4.2.4.3.- Diagrama Fuerza de corte – Distorsión según FEMA. [19]

La documentación FEMA propone parámetros de modelación que se indican en la Tabla 4.8:

Tabla 4.8 : Parámetros de modelación para uniones propuestos por FEMA

Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación Numérica para Procedimientos no lineales – Uniones Viga-Columna de Hormigón Armado					
Condiciones			Parámetros de modelación		
			Corte Plástico Angulo en radianes		Tasa Resistencia Residual
			a	b	c
ii. Otras uniones (incluye uniones exteriores)					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{V_n}$			
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	----
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	----

El tipo de refuerzo transversal es NC (Nonconforming) para los modelos N5, Test #2, Test #6, Test #4, Test #5 que no disponen de armaduras en el nudo. Para los

modelos N1, N2, N3 el tipo de refuerzo transversal es C (Conforming) ya que disponen de armaduras en la unión.

Para todos los modelos ensayados en el Instituto de Estructuras y los modelos Test #2 y Test #6, la relación $P/A_g f'_c$ es de 0,10, mientras que para los modelos Test #4 y Test #5, la relación es 0,25. Para obtener los parámetros en este caso se puede interpolar linealmente.

La resistencia al corte de la unión V_n , puede ser calculada según la siguiente expresión:

$$V_n = \lambda \gamma \sqrt{f'_c} A_j \quad (4.14)$$

donde $\lambda=1$ para todos los ensayos, por tratarse de hormigón normal (no aligerado). A_j es área de la sección transversal del nudo. El valor de γ se obtiene de la Tabla 4.9 extraída de la documentación FEMA 356, donde ρ'' es la cuantía de refuerzo transversal en la unión.

Tabla 4.9 : Valores del parámetro γ para el cálculo de resistencia de la unión.

ρ''	Valores de γ para el cálculo de la resistencia de la Unión psi (MPa)				
	Interior		Exterior		Articuladas
	Con viga transversal	Sin viga transversal	Con viga transversal	Sin viga transversal	
< 0.003	12 (0.98)	10 (0.81)	8 (0.67)	6 (0.48)	4
≥ 0.003	20 (1.61)	15 (1.21)	15 (1.21)	12 (0.98)	8

Los valores de los parámetros para los diferentes modelos se indican en la Tabla 4.10:

Tabla 4.10 : Resumen de valores de parámetros de modelación.

Parámetros de modelación según FEMA					
Fuente	Modelos	V_n (kN)	a	b	c
UNT	N1, N2, N3	580	0.01	0.02	0.2
	N5	290	0.005	0.01	0.2
Utah	Test #2, Test #6	445	0.005	0.01	0.2
	Test #4, Test #5	445	0.0025	0.005	0.1

En función a los parámetros indicados en la Tabla 4.10 se obtienen los diagramas de comportamiento, que se muestran en la Figura 4.22 a efectos comparativos:

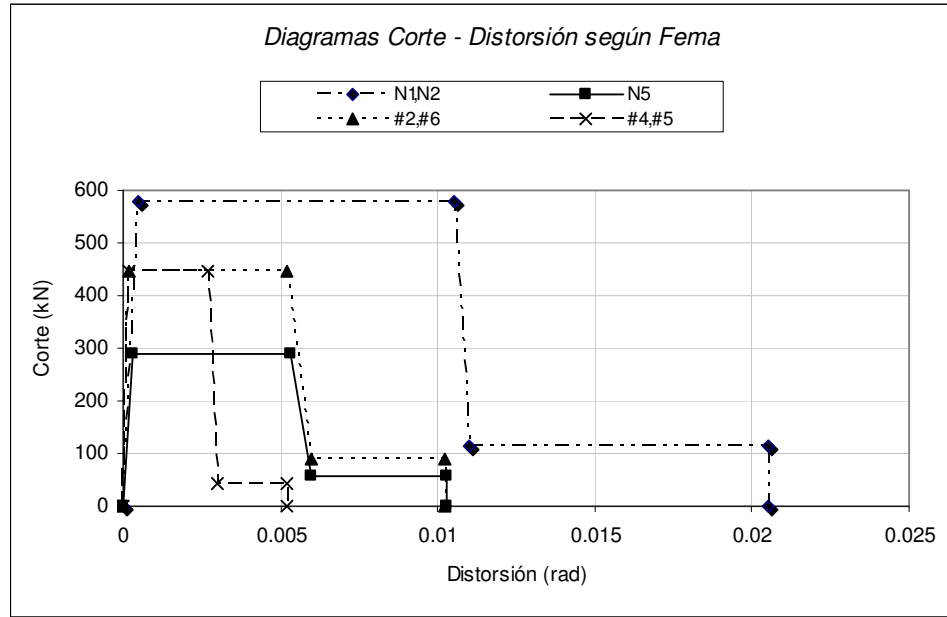


Figura 4.22 : Diagramas Corte Distorsión para modelos ensayados, según FEMA.

El Reglamento Argentino IC-103, Parte II (2005) [16], especifica en la sección 2.4.2 que la tensión de corte en la unión v_{jh} no deberá exceder

- a) $0.16 f_c'$ para $f_c' < 30$ MPa (modelos UNT)
- b) $0.13 f_c' \leq 6$ MPa para $f_c' > 30$ MPa (modelos Utah)

$$\text{Si se expresa } v_d = \emptyset v_n = v_{jh \max} \quad (4.15)$$

$$\text{para los modelos UNT } v_n = 0.16 f_c' / 0.75 = 0.213 f_c' = 5.33 \text{ Mpa} \quad (4.16)$$

$$\text{y para los modelos Utah } v_n = 0.13 f_c' / 0.75 = 0.173 f_c' = 7.11 \text{ Mpa} \quad (4.17)$$

La fuerza de corte puede ser obtenida ahora multiplicando las tensiones por el área de la unión. Así se tiene que:

- a) para los modelos UNT

$$V_n = 5.33 \text{ MPa} \cdot A_j = 5.33 \text{ MPa} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} = 639600 \text{ N} = 640 \text{ kN} \quad (4.18)$$

- b) para los modelos Utah

$$V_n = 7.11 \text{ MPa} \cdot A_j = 7.11 \text{ MPa} \cdot 305 \text{ mm} \cdot 457 \text{ mm} = 991027 \text{ N} = 991 \text{ kN} \quad (4.19)$$

4.2.4.4.- Diagrama Fuerza de corte – Distorsión real.

Los ensayos experimentales realizados en el Instituto de Estructuras proveen valores de la fuerza de corte actuante en la unión con respecto a la distorsión que se produce en la misma, para el modelo N5 que no dispone de armaduras de refuerzo y que presenta un comportamiento claramente no lineal. La obtención de las magnitudes se explicó en la Sección 3.1.3. Los modelos N1, N2, N3 que tienen armaduras convenientemente dispuestas en la unión, presentan un comportamiento elástico en todo el rango de actuación de la fuerza cíclica. En la Figura 3.7 se observa el comportamiento correspondiente al modelo N5, que se repite aquí por considerarla de interés.

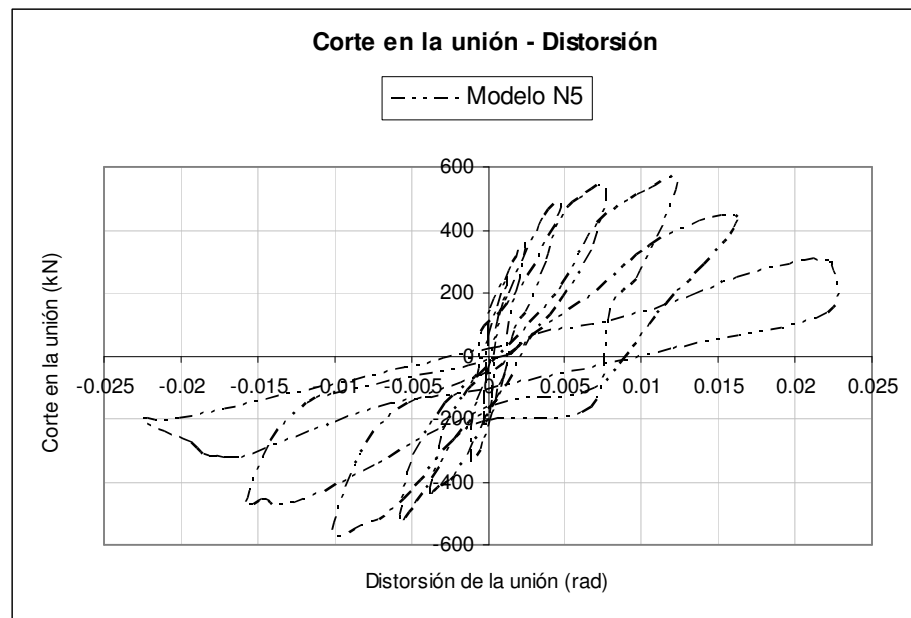


Figura 3.7 repetida : Comportamiento Corte Distorsión experimental Modelo N5.

En base a estos resultados experimentales se puede obtener una curva de comportamiento para los modelos ensayados en el Instituto de Estructuras y se procede análogamente para los modelos Utah, cuyos resultados se muestran en la Figura 4.23 a efectos de observar los comportamientos comparados.

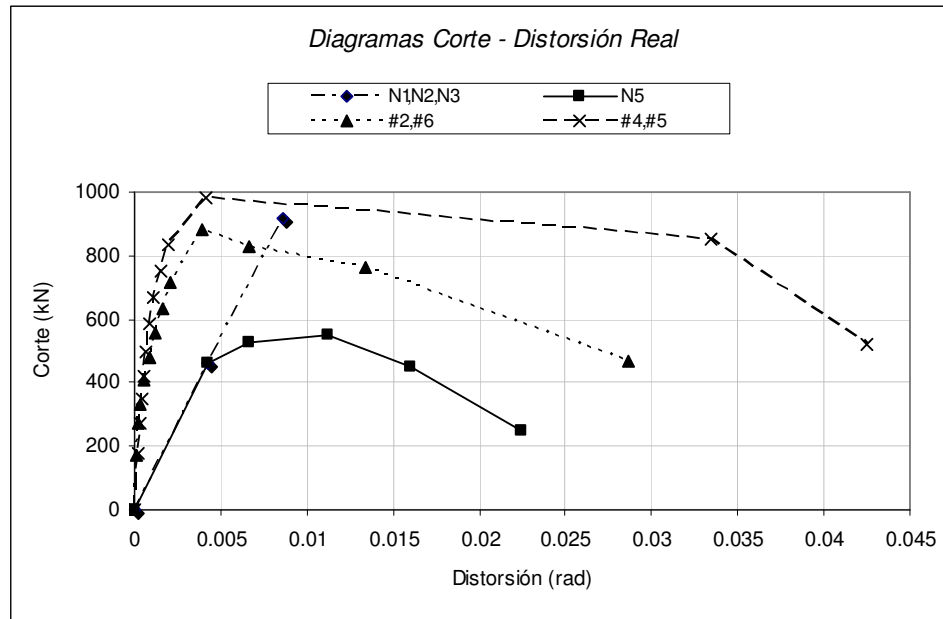


Figura 4.23 : Curvas de comportamiento Corte Distorsión experimental.

En la Figura 4.24 se incluyen todos los diagramas, los obtenidos a través de los parámetros de modelación de FEMA, así como los reales. Nótese que siempre los diagramas FEMA retornan valores conservadores con relación a los reales, tal como ya fuera verificado por el trabajo desarrollado en la Universidad de Utah [12].

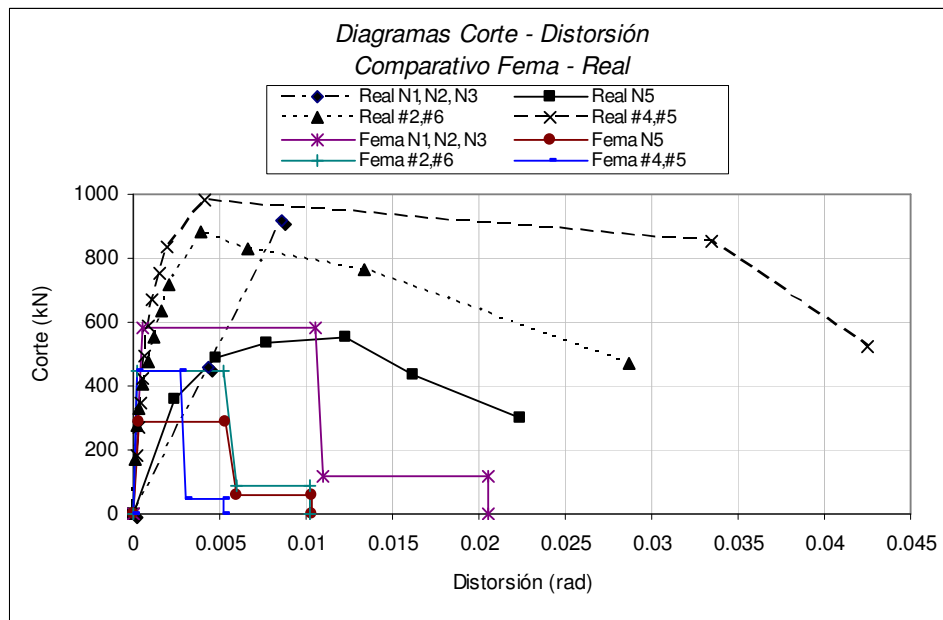


Figura 4.24 : Comparativo Diagramas Corte Distorsión – Real/FEMA.

Evaluando numéricamente los resultados mostrados en la Figura 4.25, se observa que comparativamente con los estudios evaluados en este trabajo, FEMA propone valores de resistencia de aproximadamente el 50 % de los valores obtenidos en los ensayos, tal como se puede apreciar en la Tabla 4.11.

Tabla 4.11 : Comparativo valores de Resistencia FEMA, IC-103 (2005) y Real.

Modelo	Resistencia (kN)			Relación	
	FEMA	IC-103(2005)	Real	FEMA/Real	IC/Real
Test #2, Test #6	445	991	884	0.50	1.12
Test #4, Test #5	445	991	983	0.45	1.01
N5	290	640	583	0.52	1.10

CAPÍTULO 5

IMPLEMENTACIÓN COMPUTACIONAL

CAPÍTULO 5 : IMPLEMENTACIÓN COMPUTACIONAL

5.1.- Generalidades.

El primer objetivo básico de este trabajo es la formulación de modelos analíticos que reproduzcan resultados experimentales de subensamblajes de hormigón con nudos conveniente y deficientemente armados. Posteriormente estos modelos serán extrapolados a pórticos con lo cual se podrá estimar el comportamiento de los mismos bajo la acción de cargas gravitacionales y laterales. Existen diferentes programas computacionales que permiten modelar la estructura, a través de la utilización de diversos criterios, consideraciones y diseños estructurales. Aquí utilizaremos el programa Perform 3D, que es un software que permite el análisis estático y dinámico no lineal de estructuras de acero y hormigón armado.

La utilización de este programa computacional se considera pertinente, en relación a las características de comportamiento de la estructura sujeta a estudio. Tal como se ha indicado en capítulos anteriores, en los ensayos experimentales se observan comportamientos locales resaltantes que definen finalmente la actuación del sistema y se refieren a las zonas de potencial formación de articulaciones plásticas en la viga y la columna además de la distorsión en el nudo en los modelos que no disponen de refuerzos transversales.

Estas observaciones experimentales, que son puntuales y concretas, deben ser explícitamente especificadas en el subensamblaje. El mencionado software permite la modelación de la estructura y a través de ciertas herramientas de diseño es posible la utilización de articulaciones plásticas de curvatura en la viga y columna y componente de zona de panel en el nudo. El resto del sistema tiene un comportamiento elástico, lo cual también es factible de ser modelado correctamente. Dentro de la complejidad manifiesta del problema, se pretende obtener modelos de aplicación práctica y de relativa sencillez de implementación, con la condición que los resultados experimentales sean reproducidos.

5.2.- Modelos utilizados.

En base a las apreciaciones explicadas anteriormente se tiene el modelo básico del subensamblaje a ser evaluado. En la Figura 5.1 se observa al mismo, donde se especifica las características mecánicas del modelo y la ubicación de los componentes de comportamiento lineal o no lineal.

Las curvas que definen estos comportamientos que relacionan Momento – Curvatura en la viga y la columna y Momento a través del nudo – Distorsión en el componente de zona de panel, se determinaron en el capítulo anterior. Se tienen diversos diagramas en función a los diferentes modelos evaluados y además teniendo en consideración la metodología de obtención de los parámetros que definen a los mencionados diagramas. Como se explicó y desarrolló en el capítulo anterior, estos parámetros pueden ser determinados a través de valores estándares propuestos por la documentación FEMA o de forma real a partir de resultados experimentales y comportamientos mecánicos de los materiales básicos que conforman el subensamblaje.

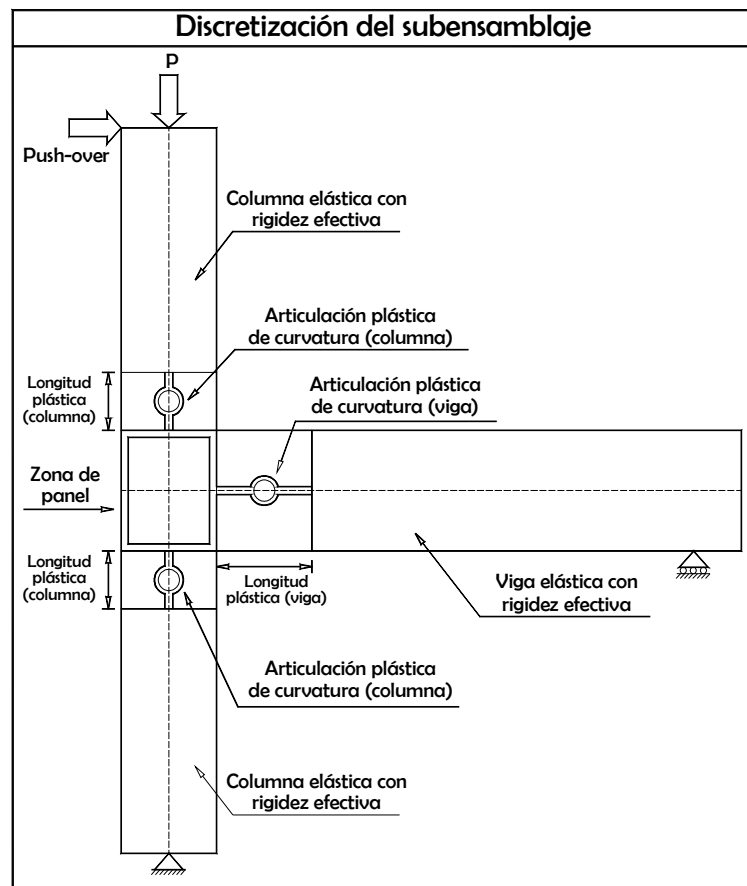


Figura 5.1 : Discretización del subensamblaje con sus componentes.

En el proceso de implementación computacional, la utilización de los diagramas no es absolutamente libre. Las curvilíneas son reemplazadas por diagramas multilíneales, donde los quiebres del desarrollo en estas líneas indican una característica resaltante del comportamiento del componente, por ejemplo el inicio de la fluencia, la caída de resistencia, etc.

En la Figura 5.2 se observa un esquema general del comportamiento que puede ser admitido por el software utilizado.

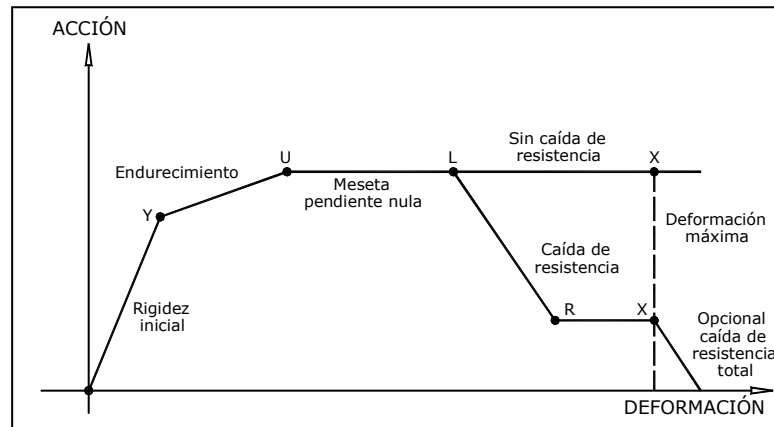


Figura 5.2 : Esquema de comportamiento no lineal para implementación computacional.

Cada material y cada componente pueden tener una o más acciones y deformaciones. Por ejemplo, en el caso de un material simple, la acción es la tensión y la deformación es la deformación específica. En el caso de una articulación plástica, la acción es el momento flector y la deformación es la curvatura.

La gráfica mostrada anteriormente es una relación trilineal con caída de resistencia, en el caso más general. Los puntos de quiebre del diagrama representan características importantes del comportamiento del componente. Estos puntos son:

- (1) Punto Y. Es el punto de fluencia, donde empieza el comportamiento significativamente no lineal.
- (2) Punto U. Es el punto de resistencia última, donde la máxima resistencia es alcanzada.
- (3) Punto L. Es el punto límite de ductilidad, donde inicia una significativa caída de resistencia.

- (4) Punto R. Es el punto de resistencia residual, donde la menor resistencia es alcanzada.
- (5) Punto X. Es el punto de máxima deformación, donde la máxima deformación posible es alcanzada.

Este es el caso más general posible, pero diversos componentes pueden tener comportamientos más sencillos. Por ejemplo, algunos pueden tener una relación elastoplástica perfecta, en cuyo caso coincide Y con U no existiendo caída de resistencia.

La caída de resistencia es opcional. Cuando esta caída ocurre se produce una redistribución de tensiones en los componentes adyacentes y el comportamiento resultante puede ser complejo. En el caso de ser especificada una caída de resistencia, el paso del punto L al punto R no puede ser del tipo vertical, sino que debe tener una pendiente. Además al llegar al punto X de deformación máxima, el componente puede retener el valor de la resistencia en ese punto o tener una pérdida total de la misma.

En base a las consideraciones antes explicadas debemos definir los diagramas a introducirse en la implementación computacional.

Articulaciones plásticas de curvatura en Vigas. Para los modelos UNT se ajusta una multilínea a los resultados experimentales que se disponen. Para los modelos Utah se ajusta una multilínea al diagrama obtenido a partir del cálculo analítico en base a los comportamientos de los materiales básicos de la estructura (hormigón y acero).

La Figura 5.3 muestra los diferentes diagramas, donde las líneas llenas indican las multilíneas a ser implementadas en el programa.

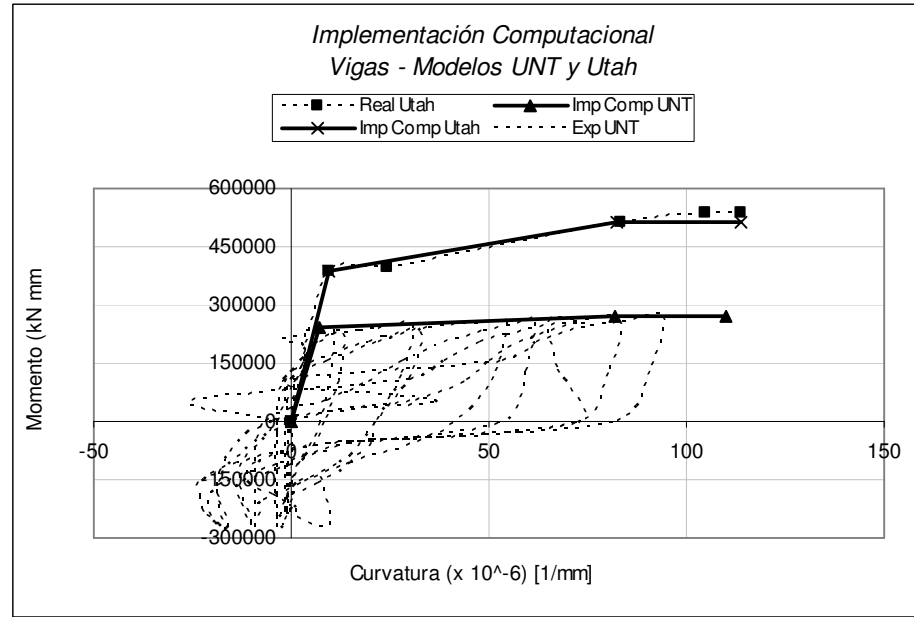


Figura 5.3 : Implementación computacional Vigas.

Articulaciones plásticas de curvatura en Columnas. En este caso no se disponen de mediciones experimentales realizadas. Los diagramas multilineales a ser introducidos en el programa se ajustan en función a los obtenidos a partir del comportamiento de los materiales básicos que componen la estructura. En la Figura 5.4 se observan los mismos, donde las líneas llenas indican las multilineales a ser implementadas computacionalmente.

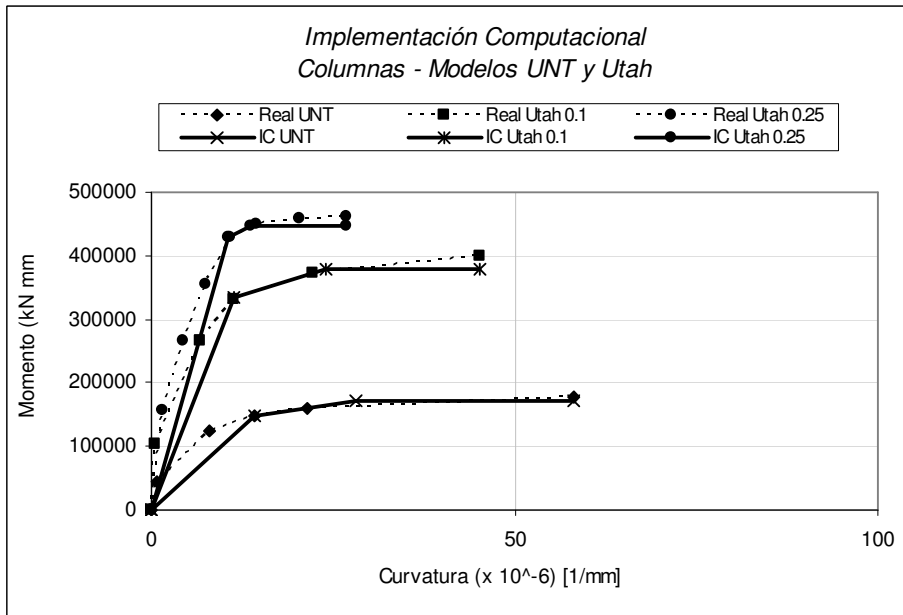


Figura 5.4 : Implementación computacional Columnas.

Componente Zona de Panel. Se utilizan como base los resultados experimentales disponibles y a ellos se ajustan las multilíneas a ser introducidas en el programa. En este caso se observa una caída de resistencia significativa que se incluye dentro del comportamiento. El programa requiere que la acción sea el momento a través de la unión, mientras que la deformación es la distorsión que se produce en el nudo. Sin embargo, experimentalmente se tiene determinada la relación Corte en la unión versus distorsión, Figura 4.23. Por ello, los valores de corte deben ser transformados a valores de momento. Pero en la sección 2.1 se determinó que existe una relación directa entre el Corte y el Momento en la unión, según ecuación 2.8 que se repite por considerarla de interés.

$$M_j = (A_s * f_s - V_{col}) * d_1 = V_j * d_1 \quad (2.8 \text{ repetida})$$

En consecuencia los valores de corte obtenidos experimentalmente deben ser multiplicados por d_1 (distancia entre las barras principales de la viga) para obtener los diagramas requeridos y que se muestran en la Figura 5.5.

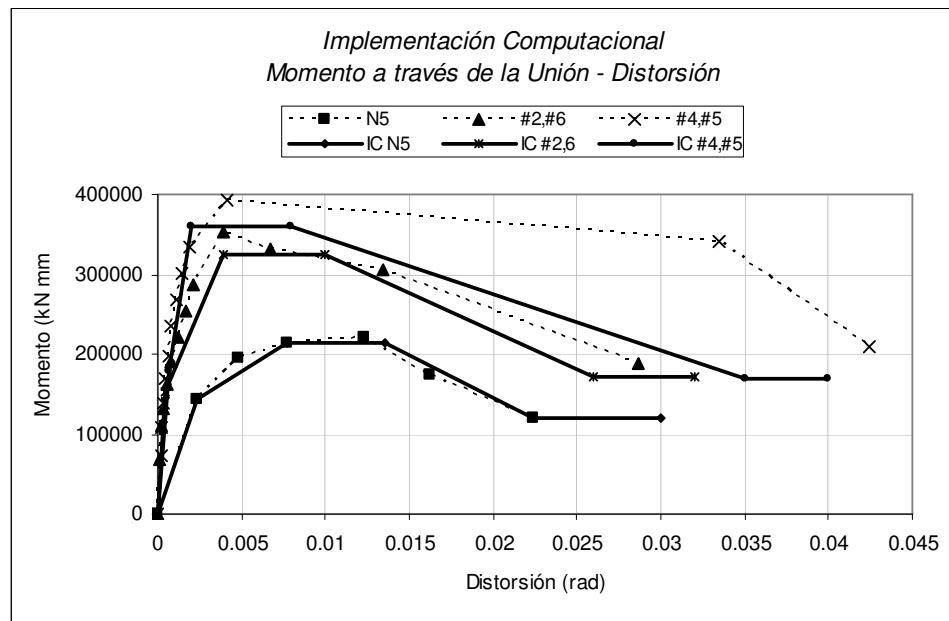


Figura 5.5 : Implementación computacional Uniones.

En esta Figura, las líneas llenas indican las multilíneas a ser implementadas computacionalmente.

5.3.- Sistema de cargas.

Las cargas utilizadas para la evaluación del subensamblaje son las siguientes:

- La acción gravitatoria, que actúa como un sistema de cargas distribuidas verticales sobre las vigas y las columnas. Este sistema de cargas distribuidas corresponde a los pesos propios de los diferentes elementos estructurales
- La carga puntual en la cabeza de la columna. Esta carga representa la acción que tendría un pórtico sobre el elemento estudiado. El valor de esta carga es de $0,10 \cdot f_c \cdot A_g$ (250 kN) para todos los modelos UNT. Los modelos ensayados en Utah tienen una carga axial de $0,10 \cdot f_c \cdot A_g$ (573 kN) en los Test #2, Test #6 y de $0,25 \cdot f_c \cdot A_g$ (1432 kN). Los diagramas momento - curvatura utilizados en las columnas han sido determinados teniendo en consideración la acción de estas cargas.
- La acción lateral, que actúa como una carga horizontal puntual en el extremo superior de la columna. Esta carga horizontal tiene un procedimiento de actuación en push-over.

5.4.- Evaluación del subensamblaje y resultados obtenidos.

Con las definiciones indicadas anteriormente, el subensamblaje se encuentra listo para ser evaluado computacionalmente. Está definido el modelo global, los comportamientos locales, las características mecánicas de estos comportamientos, las cargas a ser aplicadas, el proceso de aplicación de esas cargas, los resultados que se desean evaluar y comparar con los valores experimentales. Se realiza la evaluación computacional siguiendo las directrices que se indican en la Tabla 5.4.1.

Tabla 5.4.1 : Directrices para la evaluación de los modelos experimentales.

Evaluación de subensamblajes			
Fuente	Modelos Experimentales	Refuerzo en el nudo	Carga Axial
UNT	N1, N2, N3	Si	$0,10 \cdot f_c \cdot A_g$
	N5	No	$0,10 \cdot f_c \cdot A_g$
Utah	Test #2, Test #6	No	$0,10 \cdot f_c \cdot A_g$
	Test #4, Test #5	No	$0,25 \cdot f_c \cdot A_g$

Se realizan las evaluaciones según los criterios expresados por las características que presentan los modelos experimentales. Para uniformizar ciertos cálculos se toman los valores medios de resultados obtenidos en los ensayos.

Modelos UNT. Los resultados obtenidos en la implementación computacional para los diferentes subensamblajes de los modelos ensayados en UNT se presentan a continuación. La Figura 5.5 corresponde a la comparativa de los resultados obtenidos en los experimentales N1, N2, N3 (todos con refuerzo transversal), con relación a la envolvente de comportamiento del modelo analítico evaluado con el Perform 3d.

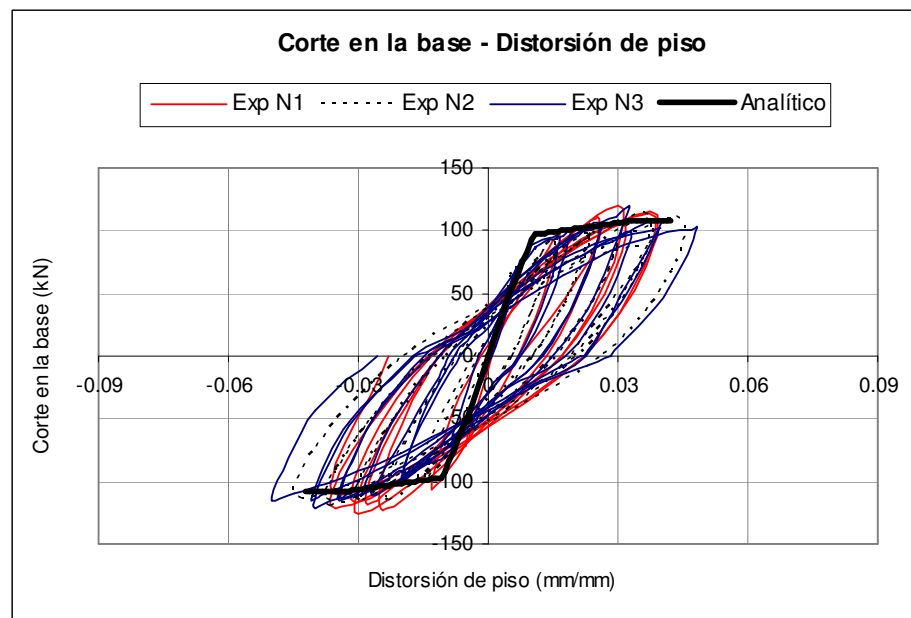


Figura 5.5 : Comparativa de resultados experimentales y analíticos. Modelos N1, N2, N3.

En la Figura 5.6 se puede observar la comparativa de los resultados obtenidos en el experimental N5 (sin refuerzo transversal), con relación a la envolvente de comportamiento del modelo analítico evaluado con el Perform 3d.

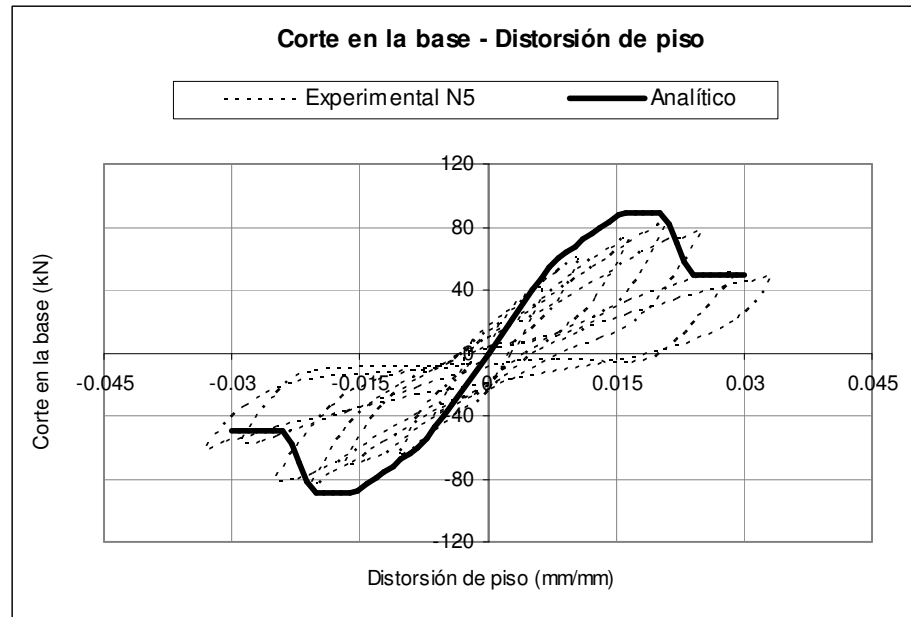


Figura 5.6 : Comparativa de resultados experimentales y analíticos. Modelos N5.

Los valores obtenidos a través del modelo analítico reproducen en forma satisfactoria el comportamiento del subensamblaje.

Modelos Utah. Los resultados obtenidos en la implementación computacional para los diferentes subensamblajes de los modelos ensayados en Utah se presentan a continuación. La Figura 5.7 corresponde a la comparativa de los resultados obtenidos en los experimentales Test #2 y Test #6 (sin refuerzo transversal, con carga axial $0,10 \cdot f_c' \cdot A_g$), con relación a la envolvente de comportamiento del modelo analítico evaluado con el Perform 3d.

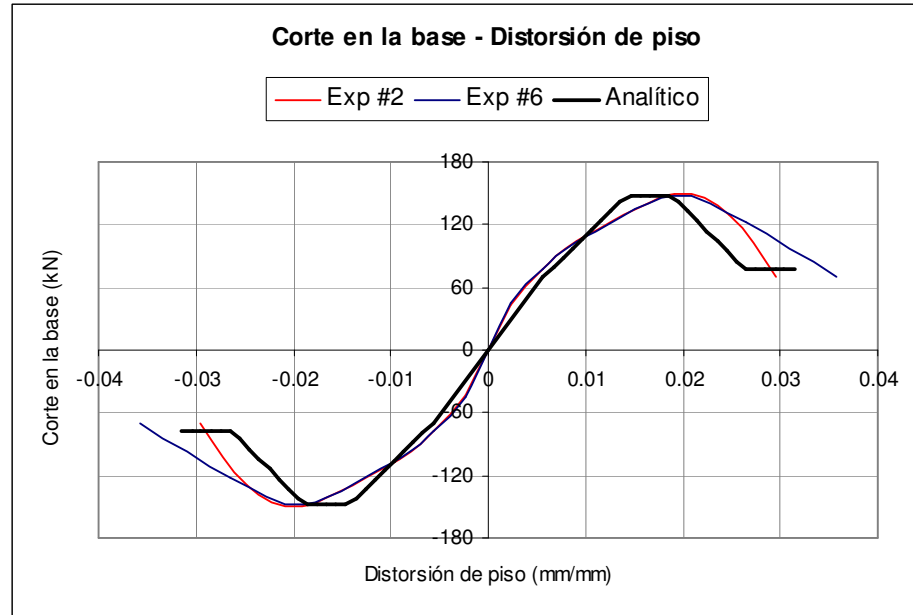


Figura 5.7 : Comparativa de resultados experimentales y analíticos. Modelos Test #2, Test #6.

En la Figura 5.8 se presenta la comparativa de los resultados obtenidos en los experimentales Test #4 y Test #5 (sin refuerzo transversal, con carga axial $0,25 \cdot f_c' \cdot A_g$), con relación a la envolvente de comportamiento del modelo analítico evaluado con el Perform 3d.

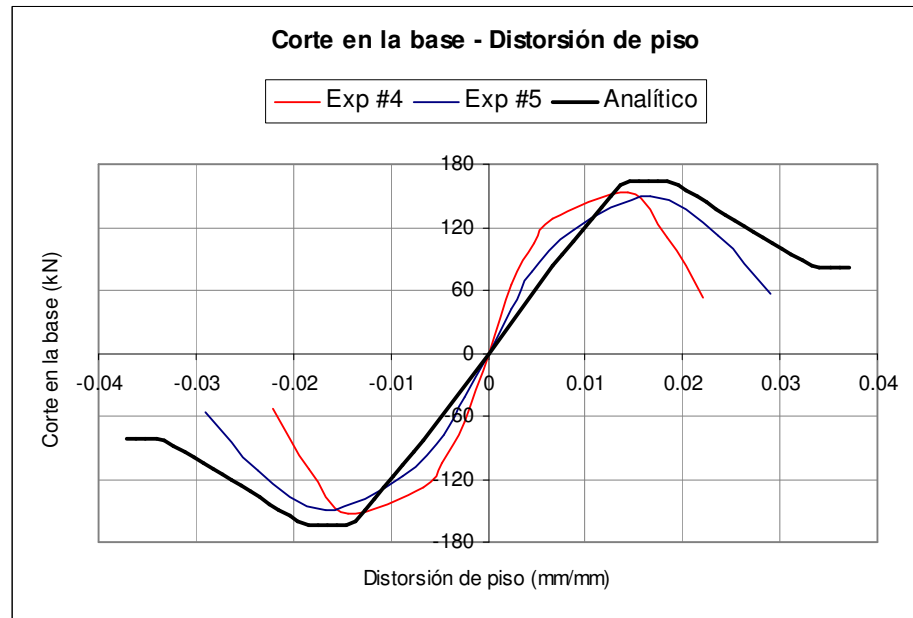


Figura 5.8 : Comparativa de resultados experimentales y analíticos. Modelos Test #4, Test #5.

Modelación con parámetros propuestos por FEMA.

En el ítem anterior se evaluaron los comportamientos de los diferentes subensamblajes estudiados en la UNT y en Utah y se reprodujeron los comportamientos de los mismos, los que nos garantiza que la modelación empleada satisface los requerimientos necesarios para ser utilizada. Paralelamente a esto, FEMA propone parámetros estandarizados con los cuales es posible obtener las curvas esqueleto de los componentes de articulaciones de viga, columna y zona de panel en las uniones. Con estos componentes se construye un nuevo modelo que es factible de ser evaluado y comparado con los modelos reales.

Tal como se explicó en la sección 4.2.3.3, Figura 4.16, las curvas de articulaciones plásticas de viga y columna son similares para los casos Real y FEMA. Sin embargo, en base a los estudios evaluados en este trabajo, se encontraron diferencias en las curvas Corte – Distorsión para uniones sin armadura transversal (Sección 4.2.4.4, Figura 4.25, Tabla 4.11). Por lo tanto se construyen modelos analíticos con las curvas esqueleto propuestas por FEMA, que son sometidos a las cargas y cuyo comportamiento para el modelo N5 se muestra en la Figura 5.9, conjuntamente con los resultados del modelo real.

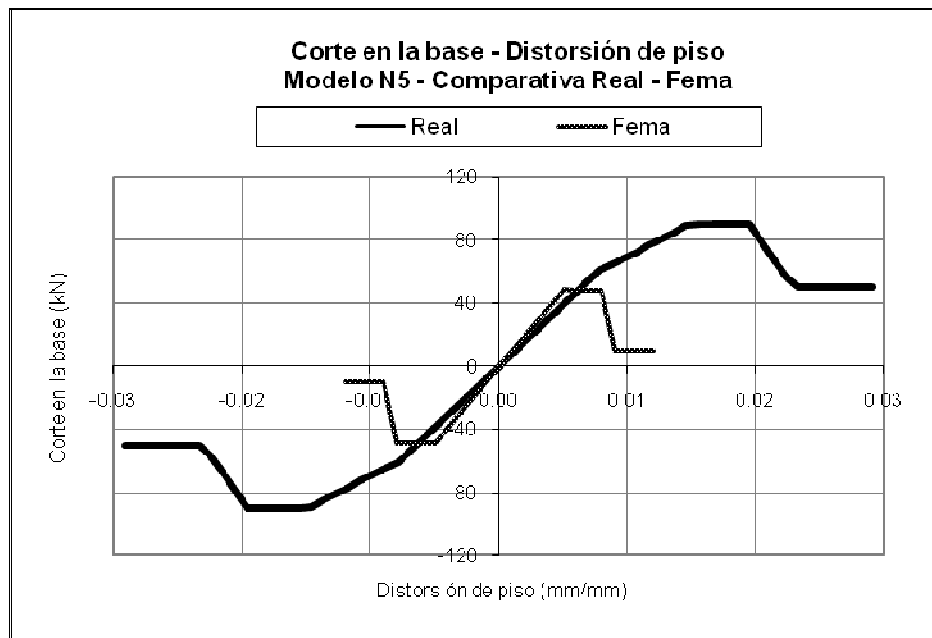


Figura 5.9 : Comparativa de resultados Real - FEMA. Modelo N5.

Análogamente los modelos experimentales ensayados en Utah, pueden ser modelados analíticamente con el componente de zona de panel construidos con curvas de comportamiento según los parámetros estandarizados de FEMA. Implementados computacionalmente este subensamblaje y sometido a la simulación bajo la acción de cargas obtenemos los resultados que se muestran en las figuras 5.10 y 5.11.

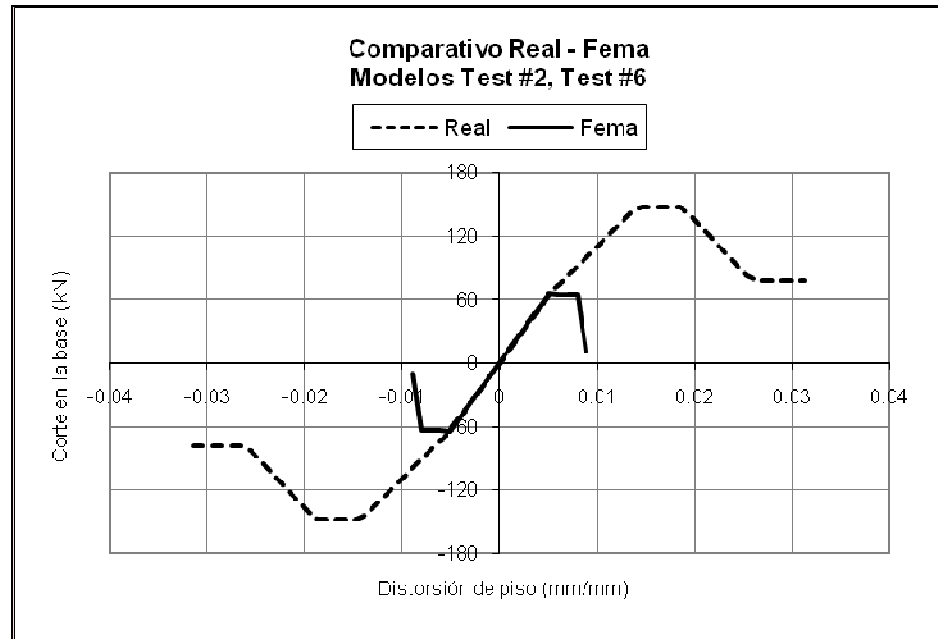


Figura 5.10 : Comparativa de resultados Real - FEMA. Modelos Test #2, Test #6.

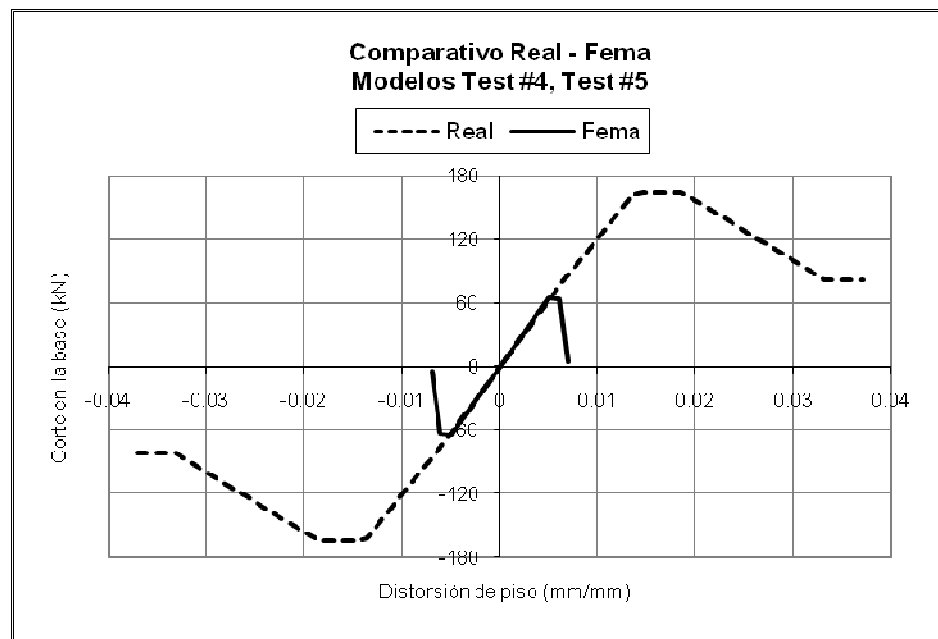


Figura 5.11 : Comparativa de resultados Real - FEMA. Modelos Test #4, Test #5.

Tal como es de esperar, y en concordancia con las características obtenidas en el componente de zona de panel, los resultados obtenidos en el subensamblaje, con los parámetros de modelación propuestos por FEMA, se encuentran por debajo de los obtenidos en los estudios experimentales analizados en este trabajo.

CAPÍTULO 6
EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DE PÓRTICOS

CAPÍTULO 6 : EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DE PÓRTICOS

6.1.- Consideraciones generales.

Los ensayos realizados en el Instituto de Estructuras a través de los modelos N1, N2, N3, N5 así como los llevados a cabo en la Universidad de Utah y estudiados aquí, modelos Test #2, Test #6, Test #4, Test #5, son experimentales. En general, la mayoría de los trabajos realizados en otras instituciones técnicas en diversos lugares del mundo también son básicamente experimentales y de todos estos ensayos se obtienen conclusiones acerca del comportamiento del subensamblaje. Sin embargo existe una limitada disponibilidad de estudios que presenten modelos analíticos computacionales que reproduzcan el comportamiento global observado en los ensayos. Estos modelos analíticos no están lo suficientemente difundidos en el ámbito ingenieril para ser utilizados.

Dentro del avance que se tiene en este trabajo, en el capítulo anterior se logró simular el comportamiento global de los diferentes subensamblajes, a través de modelos analíticos computacionales que reproducen los resultados experimentales. Estos modelos analíticos se fundamentan en observaciones experimentales y de los comportamientos locales en zonas del subensamblaje.

Los comportamientos locales mencionados se refieren a la formación de articulaciones plásticas de curvatura en la viga o en la columna y la distorsión por las fuerzas de corte que se produce en la unión. La distorsión por corte se mantiene dentro del régimen elástico lineal en aquellos modelos experimentales que tienen refuerzos transversales (modelos N1, N2, N3), mientras que aquellos que no disponen de refuerzo transversal (modelos N5, Test #2, Test #6, Test #4, Test #5) presentan un comportamiento claramente no lineal con el aumento de las solicitaciones. Fuera de estos comportamientos locales, el resto del subensamblaje se mantiene dentro de un régimen elástico lineal.

Determinado el modelo analítico que reproduce el comportamiento del subensamblaje, en este capítulo se extrapolarán estas características a pórticos para estimar y evaluar el comportamiento de los mismos. Se analiza el desempeño de un pórtico que contiene nudos con deficiencias de armado y se lo compara con otro que dispone de uniones armadas convenientemente.

6.2.- Modelos de pórtico a evaluar.

En este ítem se presentan los modelos de los pórticos que serán evaluados. Los mismos constan de vigas y columnas cuyas intersecciones constituyen los nudos de la estructura y que pueden ser, según la posición que ocupan, nudos exteriores o nudos interiores [22].

La estructura consta de 6 pisos y 3 tramos. La altura de cada columna es de 4 metros en el primer piso y 3 metros en los demás pisos, medidos de eje a eje de viga. La luz de cada tramo de viga es de 5,00 metros, medidos de eje a eje de columna. La estructura se encuentra empotrada en la fundación.

Las vigas son de sección transversal $0,20 \times 0,50 \text{ m}^2$, y las columnas tienen secciones diferenciadas en los diferentes pisos y las áreas varían desde $0,30 \times 0,30 \text{ m}^2$ en los niveles superiores hasta $0,30 \times 0,60 \text{ m}^2$ en los inferiores.

La sollicitación actuante sobre la estructura consiste en:

- a) La acción gravitatoria, que actúa como un sistema de cargas distribuidas verticales sobre las vigas y las columnas. Este sistema de cargas distribuidas corresponde a los pesos propios de los diferentes elementos estructurales, peso propio de mampostería sobre vigas y la sobrecarga de uso con valores típicos para un edificio de uso residencial.
- b) La acción lateral, que actúa como un sistema de cargas horizontales puntuales sobre los nodos exteriores del pórtico. Estas cargas horizontales tienen una variación lineal creciente en el desarrollo de la altura del edificio.

Se hacen dos simulaciones:

- a) La primera, para un pórtico con características del modelo N5, es decir con la consideración de que no disponen de refuerzos transversales en los nudos. En este caso el nudo no es rígido, y en la modelación debe considerarse la utilización de componente de zona de panel inelástico en la unión.
- b) La segunda, para un pórtico con características de los modelos N1, N2, N3, es decir con nudos convenientemente armados, en cuyo caso la unión se considera rígida. Para ambos modelos se prevén articulaciones de curvatura

plástica en las vigas y las columnas, en las zonas de potencial formación de las mismas.

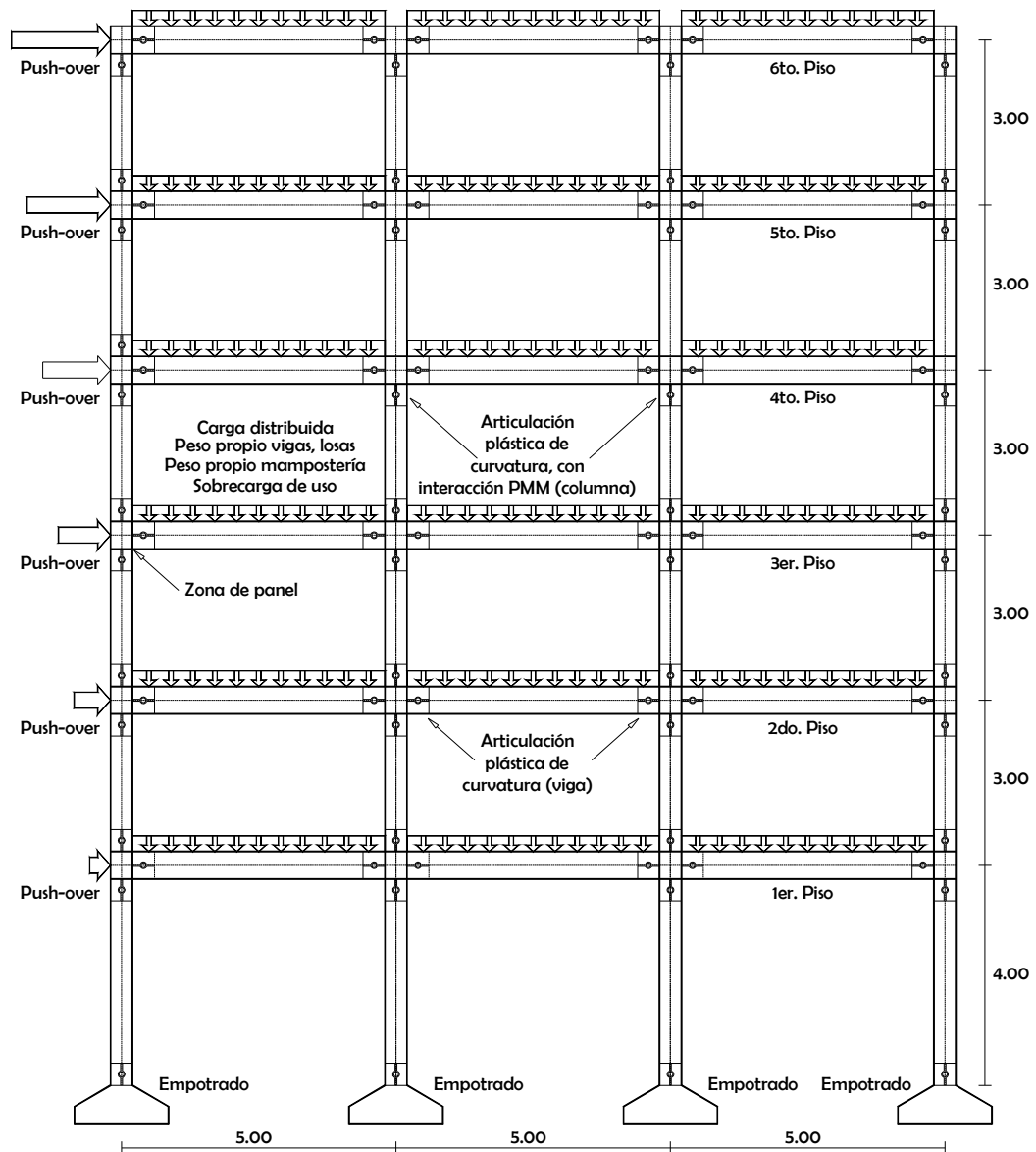


Figura 6.1 : Pórtico Modelo N5.

En la Figura 6.1 se observa la existencia de articulaciones plásticas de curvatura en los extremos de los tramos de vigas y columnas. Además todas las uniones son componentes de zona de panel, que tienen un comportamiento no lineal teniendo en cuenta que los nudos no disponen de armadura transversal.

La Figura 6.2 corresponde a un pórtico que tiene armaduras transversales convenientemente dispuestas en el nudo, Pórtico Modelo N3.

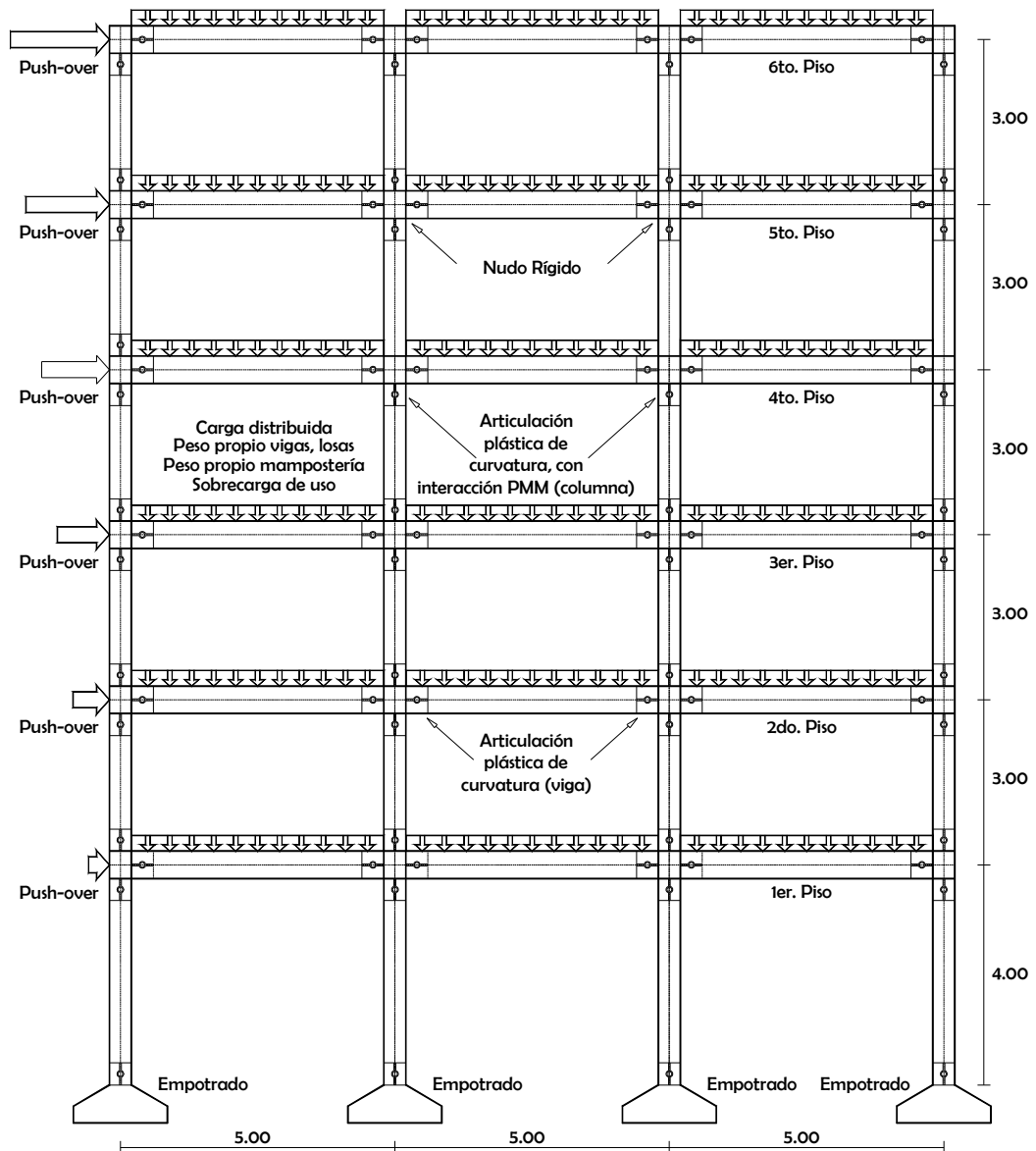


Figura 6.2 : Pórtico Modelo N3.

6.3.- Características estructurales.

El pórtico estudiado forma parte de un edificio de uso residencial, ubicado en una zona de moderada peligrosidad sísmica.

■ Materiales.

El edificio es de hormigón armado. Los materiales básicos que componen la estructura tienen las características mecánicas que se indican en la Tabla 6.1:

Tabla 6.1 : Características mecánicas de los materiales.

Material	Resistencia	Módulo de Elasticidad
Hormigón	$f'_c = 21 \text{ Mpa}$	$E_c = 30000 \text{ MPa}$
Acero	$f_y = 420 \text{ MPa}$	$E_y = 210000 \text{ MPa}$

■ Esquema estructural y secciones transversales.

La Figura 6.3 muestra el esquema estructural del pórtico.

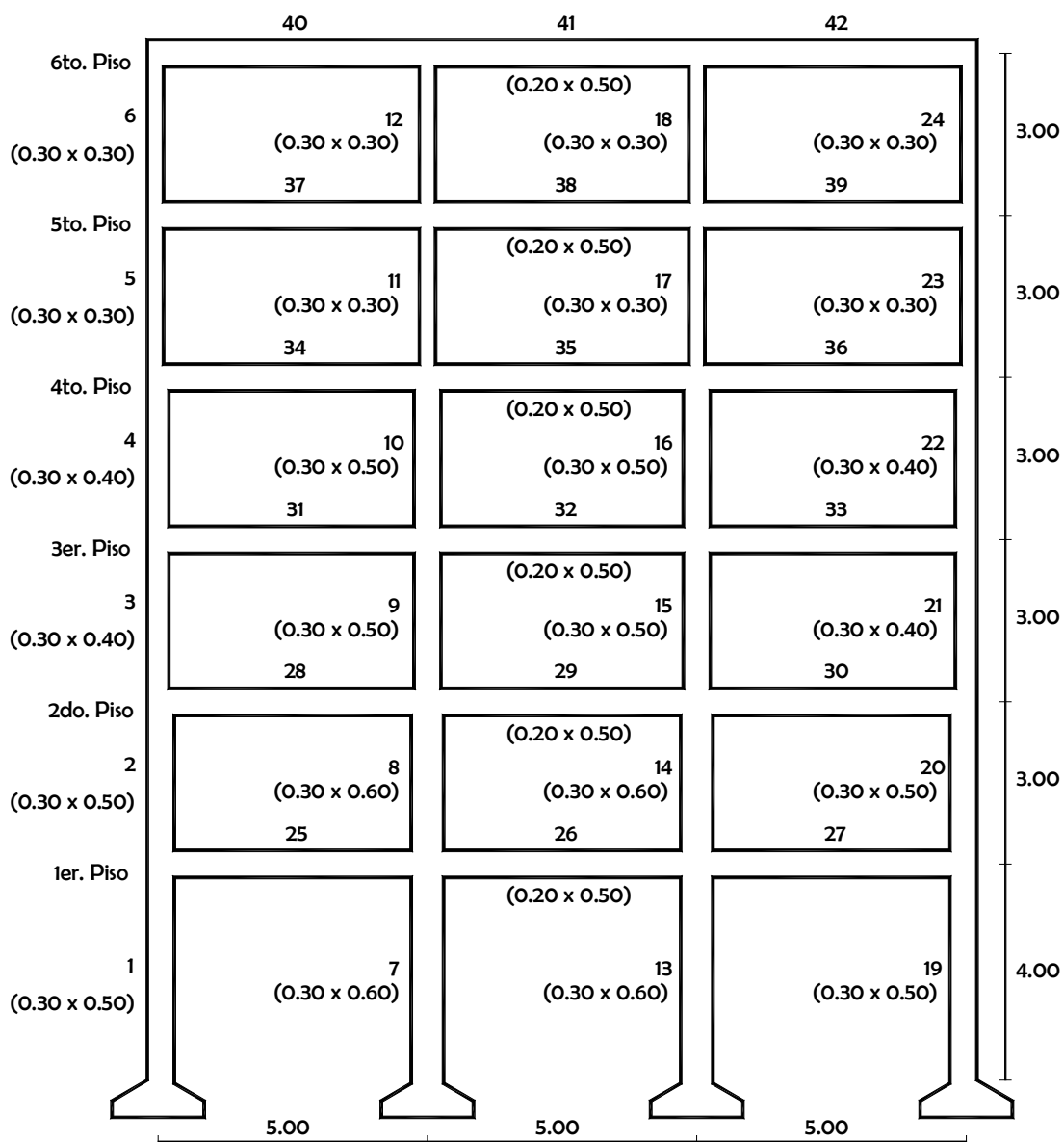


Figura 6.3 : Secciones transversales de vigas y columnas.

■ Armaduras en vigas y columnas.

Se dimensionan las vigas y columnas para soportar las cargas gravitacionales y el efecto de una moderada actividad sísmica. Las armaduras obtenidas para las vigas son las siguientes:

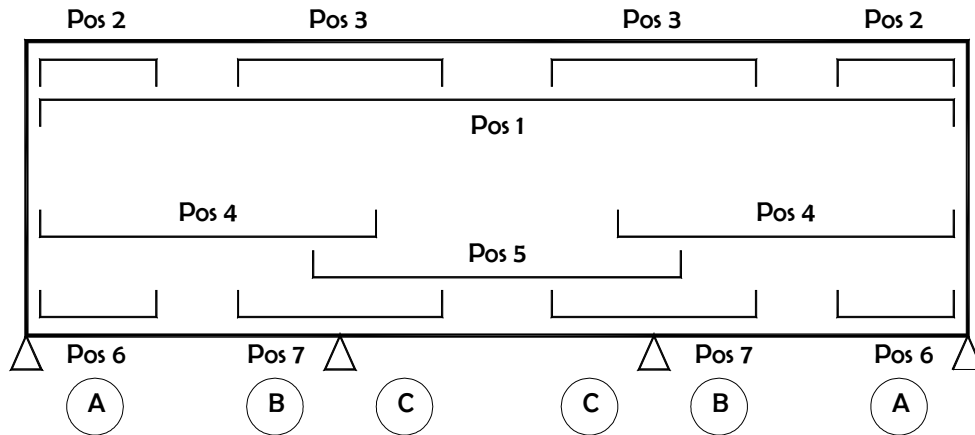


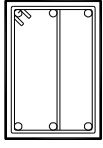
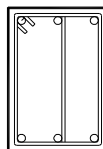
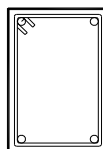
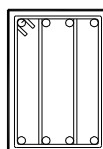
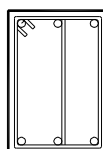
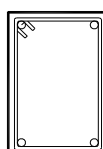
Figura 6.4 : Armaduras principales en vigas.

Tabla 6.2 : Armaduras principales en vigas, por posición.

Posición	Vigas Nivel 1	Vigas Nivel 2	Vigas Nivel 3	Vigas Nivel 4	Vigas Nivel 5	Vigas Nivel 6
1	2 Ø 12	2 Ø 12	2 Ø 12	2 Ø 12	2 Ø 12	2 Ø 12
2	2 Ø 16 1 Ø 8	2 Ø 16 1 Ø 8	3 Ø 12	3 Ø 12	2 Ø 12	-----
3	2 Ø 16	2 Ø 16	3 Ø 12 1 Ø 8	2 Ø 12 1 Ø 8	2 Ø 12 1 Ø 8	3 Ø 12
4	3 Ø 12 1 Ø 10	3 Ø 12 1 Ø 10	3 Ø 12 (1) Ø 12	3 Ø 12 (1) Ø 12	2 Ø 12 (2) Ø 16	2 Ø 12 (2) Ø 16 (1) Ø 8
5	3 Ø 12 1 Ø 8	3 Ø 12 1 Ø 8	3 Ø 12 (1) Ø 8	3 Ø 12 (1) Ø 8	2 Ø 12 (2) Ø 12 (1) Ø 8	2 Ø 12 (2) Ø 12
6	1 Ø 8	1 Ø 8	-----	-----	-----	-----
7	1 Ø 8	1 Ø 8	-----	-----	1 Ø 8	1 Ø 8

Las armaduras obtenidas para las columnas son las siguientes:

Tabla 6.3 : Armaduras principales y secundarias en columnas.

Posición	Nivel	Sección	Armadura Principal		Estribos
C1 Columnas Exteriores	1 – 2	0,30 x 0,50 m ²		6 Ø 16	Ø 8 c/ 10 3 ramas
	3 – 4	0,30 x 0,40 m ²		4 Ø 16 + 2 Ø 12	Ø 6 c/ 10 3 ramas
	5 – 6	0,30 x 0,30 m ²		4 Ø 16	Ø 6 c/ 10
C2 Columnas Interiores	1 – 2	0,30 x 0,60 m ²		8 Ø 16	Ø 8 c/ 10 4 ramas
	3 – 4	0,30 x 0,50 m ²		6 Ø 16	Ø 8 c/ 10 3 ramas
	5 – 6	0,30 x 0,30 m ²		4 Ø 16	Ø 6 c/ 10

■ Área de Influencia.

El edificio consta de varios pórticos similares al estudiado, ubicados paralelamente entre sí a una distancia de 5 metros e interconectados entre si por losas armadas unidireccionalmente. Esta distancia es utilizada para especificar el área de influencia y determinar las cargas actuantes. La Figura 6.5 muestra el edificio desde una vista

superior donde se indican el pórtico estudiado, los demás pórticos componentes del edificio y el área de influencia actuante.

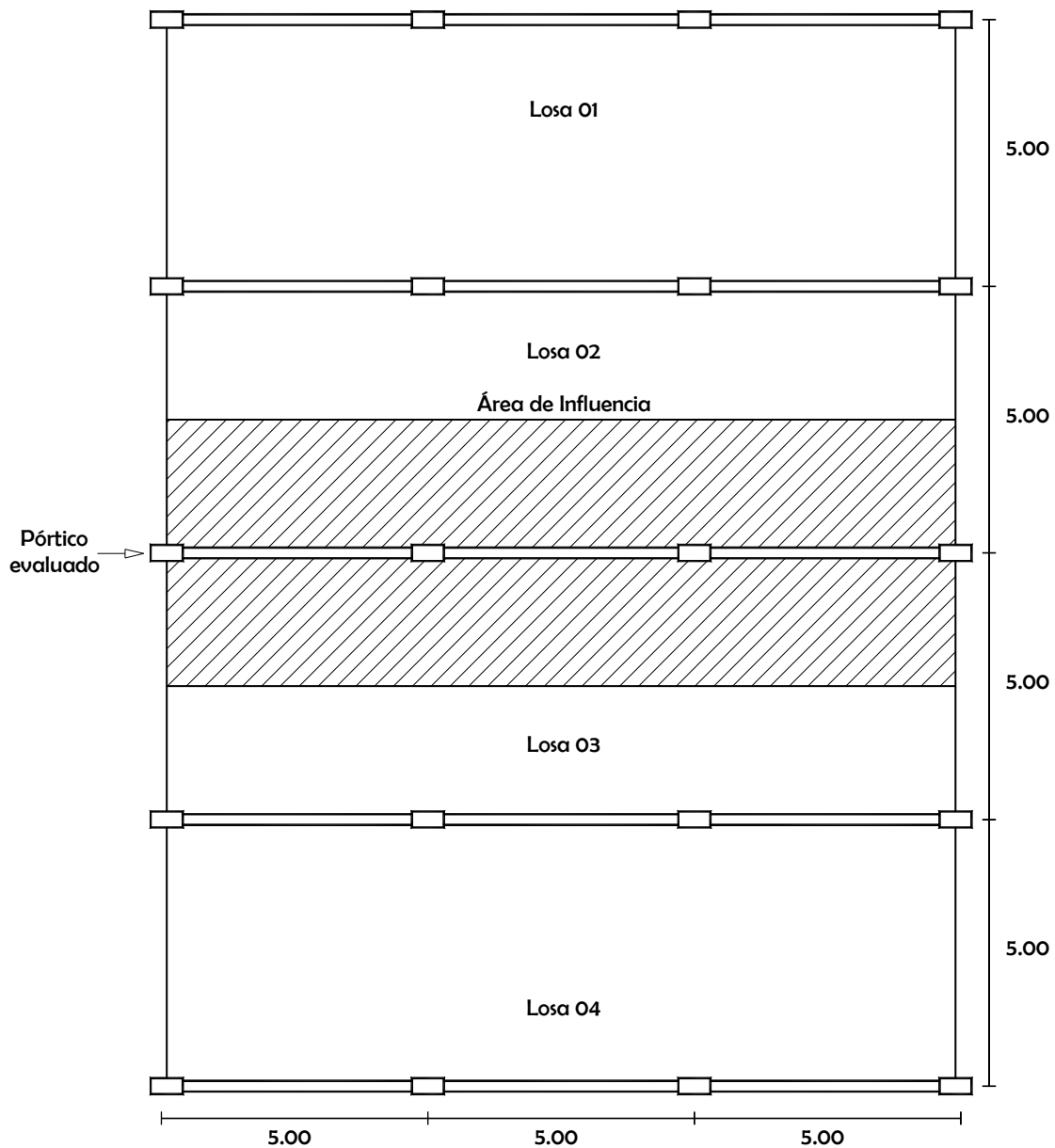


Figura 6.5 : Área de influencia de cargamento sobre viga de pórtico.

■ Carga distribuida sobre viga.

Para determinar los valores de cargas muertas y vivas actuantes sobre la viga se procede de la siguiente forma:

B = ancho del área de influencia = 5 m.

$d_{\text{losa}} = \text{Carga muerta distribuida de la losa} = 5 \text{ kN} / \text{m}^2$

$l_{\text{losa}} = \text{Carga viva distribuida de la losa} = 2 \text{ kN} / \text{m}^2$

$d_{\text{viga}} = \text{Carga muerta distribuida de la viga} = 0,2 \times 0,5 \times 24 = 2,4 \text{ kN} / \text{m}$

$d_{\text{mampostería}} = \text{Carga muerta distribuida mampostería} = 2,6 \text{ kN} / \text{m}$

$D = \text{Carga muerta distribuida de la viga}$

$= d_{\text{losa}} + d_{\text{viga}} + d_{\text{mampostería}} = 5 \times 0,5 + 2,4 + 2,6 = 30 \text{ kN} / \text{m}$

$L = \text{Carga viva distribuida de la viga}$

$= l_{\text{losa}} = 2 \times 0,5 = 10 \text{ kN} / \text{m}$

En un caso real puede suponerse que la actuación de la carga viva L es del 50 %. En consecuencia la carga distribuida a ser aplicada sobre la viga es :

$q_{\text{viga}} = D + 0,5 * L = 30 \text{ kN} / \text{m} + 0,5 \times 10 \text{ kN} / \text{m} = 35 \text{ kN} / \text{m}$

■ Carga axial distribuida sobre columna.

A lo largo de la altura de las columnas se desarrolla una fuerza axial distribuida correspondiente al peso propio de las mismas. Las columnas tienen secciones que van desde $0,30 \times 0,30 \text{ m}^2$ en los pisos superiores hasta $0,30 \times 0,60 \text{ m}^2$ en los inferiores. Las cargas axiales distribuidas dependerán de los valores de las secciones transversales y los valores de esas cargas se indican en la Tabla 6.4:

Tabla 6.4 : Carga axial distribuida a lo largo de columnas.

Posición	Piso	Sección Transversal	Carga axial distribuida
C1 Columnas Exteriores	1 – 2	$0,30 \times 0,50 \text{ m}^2$	$3,6 \text{ kN} / \text{m}$
	3 – 4	$0,30 \times 0,40 \text{ m}^2$	$2,88 \text{ kN} / \text{m}$
	5 – 6	$0,30 \times 0,30 \text{ m}^2$	$2,16 \text{ kN} / \text{m}$
C2 Columnas Interiores	1 – 2	$0,30 \times 0,60 \text{ m}^2$	$4,32 \text{ kN} / \text{m}$
	3 – 4	$0,30 \times 0,50 \text{ m}^2$	$3,6 \text{ kN} / \text{m}$
	5 – 6	$0,30 \times 0,30 \text{ m}^2$	$2,16 \text{ kN} / \text{m}$

■ Relación de cargas de análisis estático no lineal.

Para el análisis estático lineal (pushover) se debe definir la relación de cargas que actúan sobre los nudos exteriores, que tiene una variación lineal en la altura del pórtico las cuales se indican en la Figura 6.6.

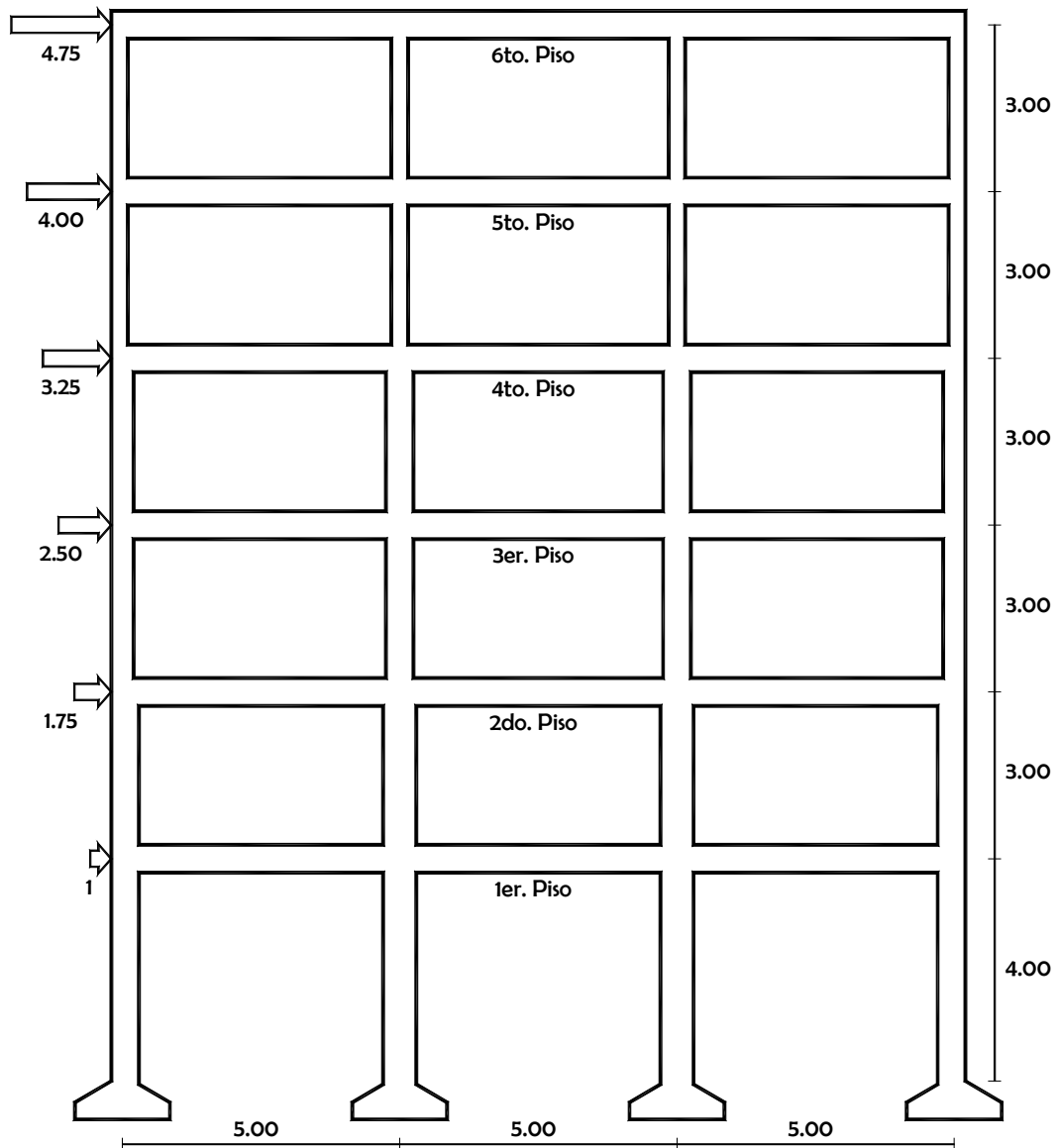


Figura 6.6 : Relación de fuerzas en análisis estático lineal.

6.4.- Implementación computacional.

En el ítem anterior se definieron las características mecánicas de los materiales básicos, el esquema estructural y las cargas actuantes en el edificio estudiado. A

continuación se obtienen las características de los componentes que conforman la estructura. Estas características se refieren a las rigideces de las secciones transversales de vigas y columnas, los comportamientos de las articulaciones plásticas y zona de panel en las uniones inelásticas. A continuación se definen estas características.

■ Rigideces de vigas y columnas en zona elástica.

La Tabla 6.5 muestra los valores de módulo de elasticidad e inercia efectiva a ser utilizados en las zonas de comportamiento elástico. Se adopta el valor I_e sugerido por FEMA, según Tabla 4.1 (a).

Tabla 6.5 : Inercia efectiva en vigas y columnas.

Elemento estructural	E_c (kN/mm^2)	Sección (mm^2)	I efectiva ($\times 10^9 \text{ mm}^4$)
Viga	30	200 x 500	1.042
Columna	30	300 x 600	2.7
	30	300 x 500	1.56
	30	300 x 400	0.8
	30	300 x 300	0.3375

■ Articulaciones plásticas de curvatura en vigas.

Se obtienen los diagramas momento curvatura a ser utilizados en las zonas de potencial formación de articulaciones plásticas en las vigas. La figura 6.4 muestra esas zonas que han sido identificadas como las secciones A, B y C y las mismas han sido especificadas en función a las armaduras existentes.

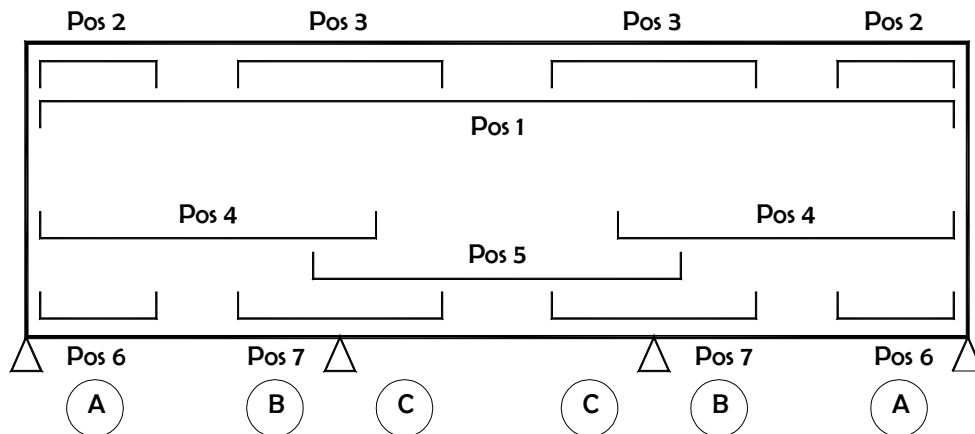
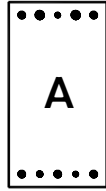


Figura 6.4 repetida : Armadura principal y secciones en vigas.

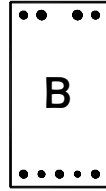
Las secciones transversales con sus diagramas son las siguientes:

$2\varnothing 12+2\varnothing 16+1\varnothing 8$



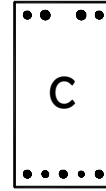
$3\varnothing 12+1\varnothing 10+1\varnothing 8$

$2\varnothing 12+2\varnothing 16$



$3\varnothing 12+1\varnothing 10+1\varnothing 8$

$2\varnothing 12+2\varnothing 16$



$3\varnothing 12+2\varnothing 8$

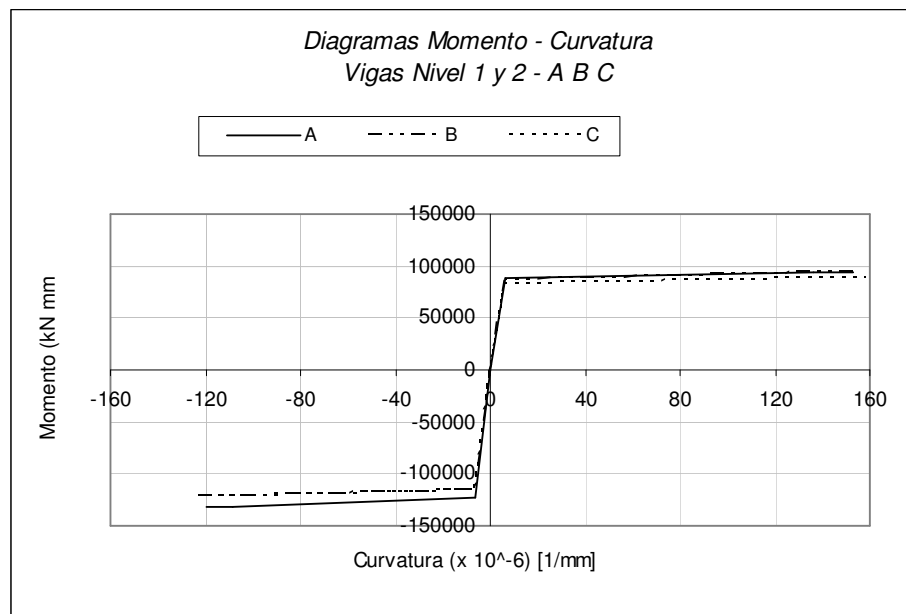


Figura 6.7 : Secciones y Diagramas Momento Curvatura Vigas Nivel 1 y 2.

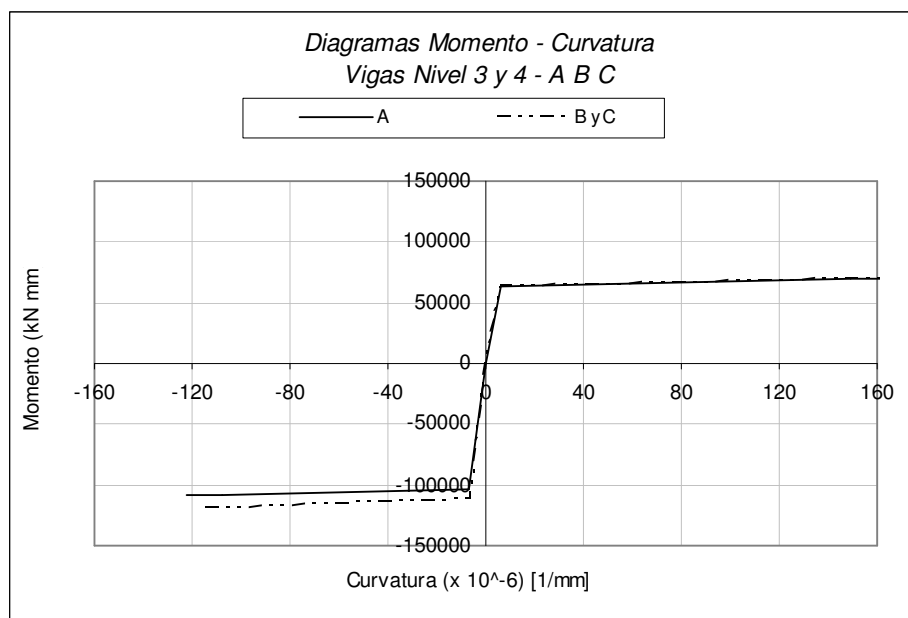
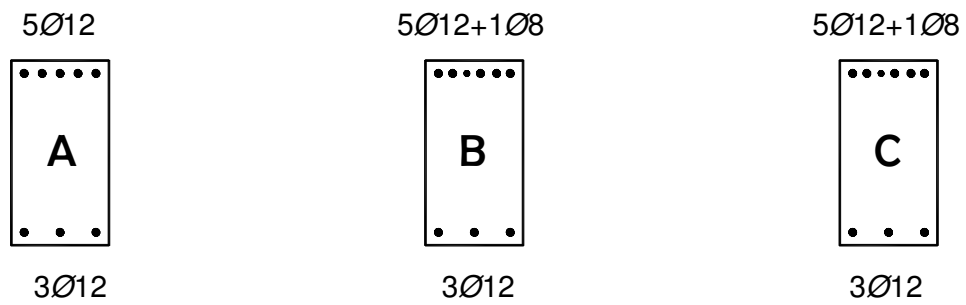


Figura 6.8 : Secciones y Diagramas Momento Curvatura Vigas Nivel 3 y 4.

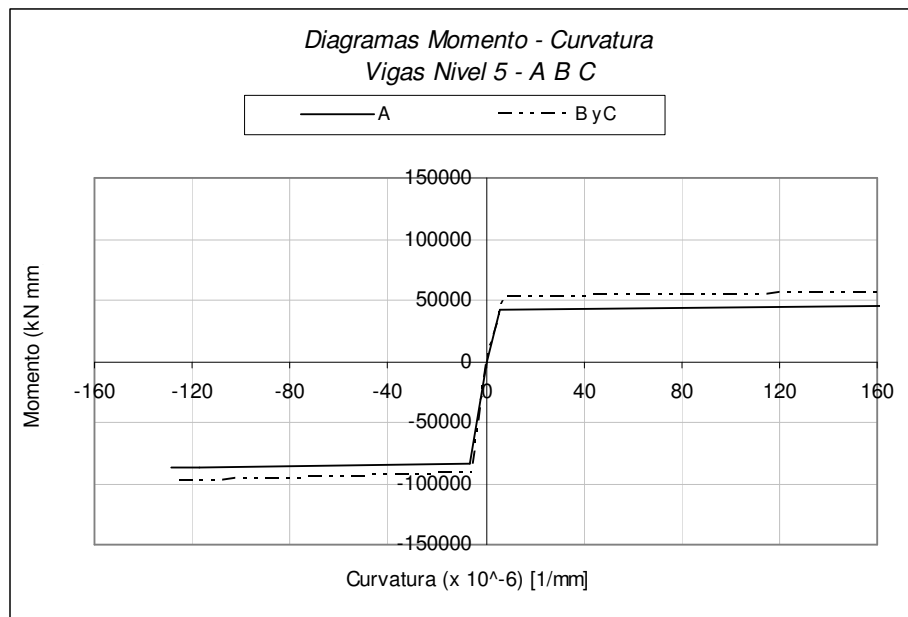
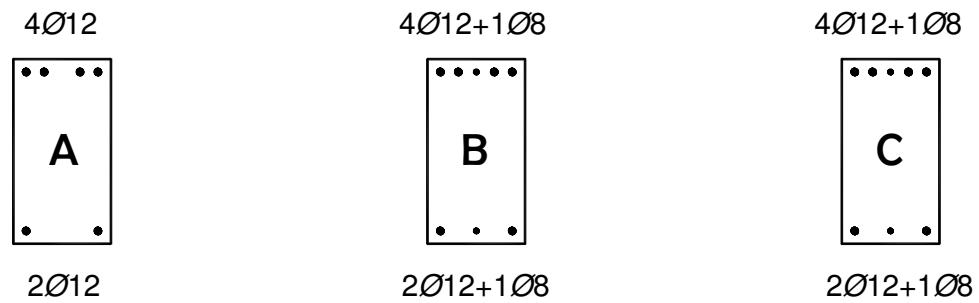


Figura 6.9 : Secciones y Diagramas Momento Curvatura Vigas Nivel 5.

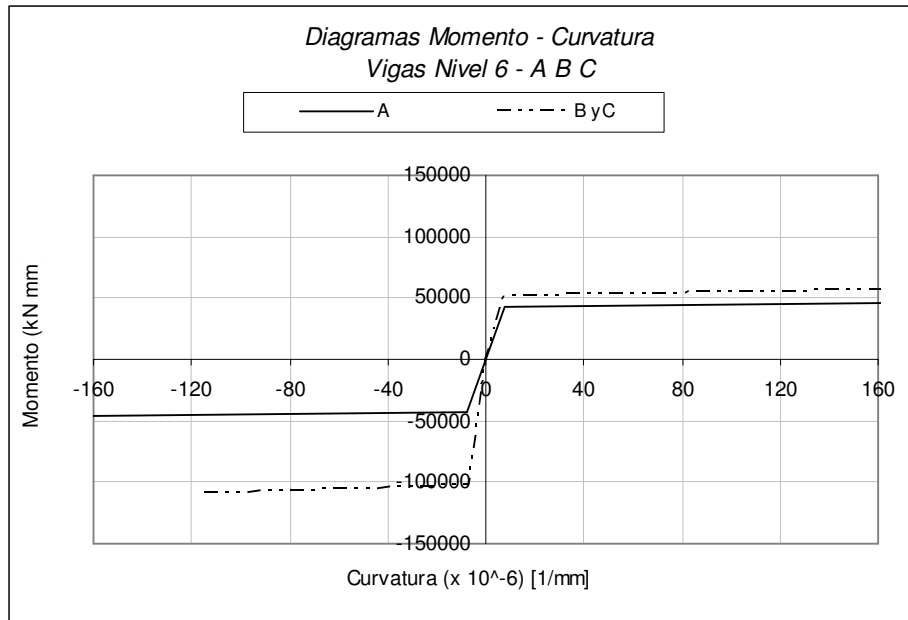
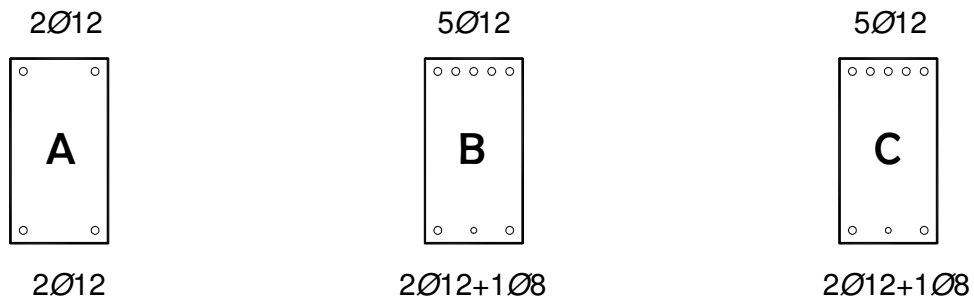


Figura 6.10 : Secciones y Diagramas Momento Curvatura Vigas Nivel 6.

Se debe notar que las secciones no tienen armado simétrico, por lo tanto presentan comportamientos diferenciados con relación al sentido de aplicación de los momentos.

■ Articulaciones PMM de curvatura en columnas.

Se obtienen los diagramas de interacción P – M – M a ser utilizados en las zonas de potencial formación de articulaciones plásticas en las columnas. Las siguientes gráficas muestran los diagramas. Todas las secciones de las columnas tienen armado simétrico.

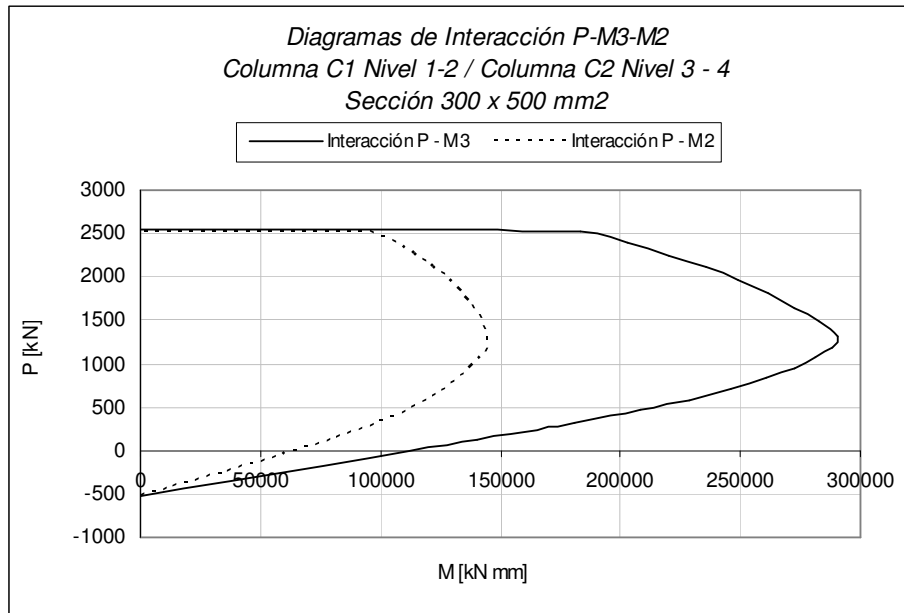


Figura 6.11 : Interacción P-M3-M2, Col. C1 Nivel 1 y 2, Col C2 Nivel 3 y 4.

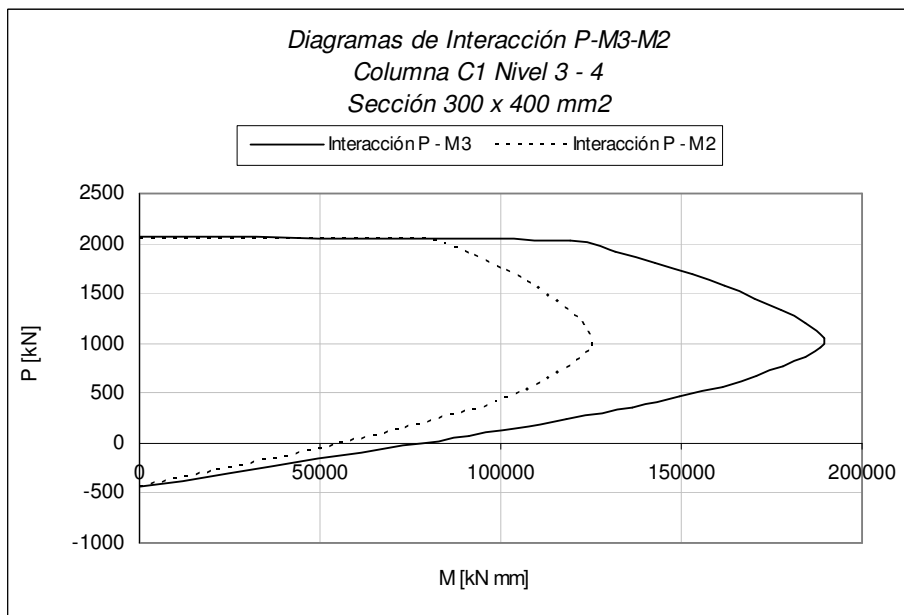


Figura 6.12 : Interacción P-M3-M2, Col. C1 Nivel 3 y 4.

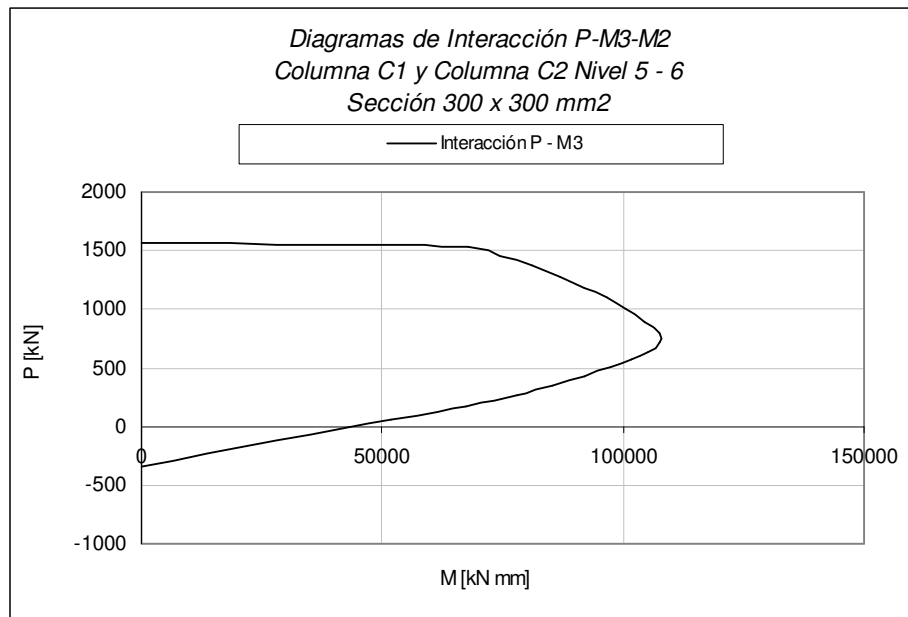


Figura 6.13 : Interacción P-M3-M2, Col. C1 y Col. C2 Nivel 5 y 6.

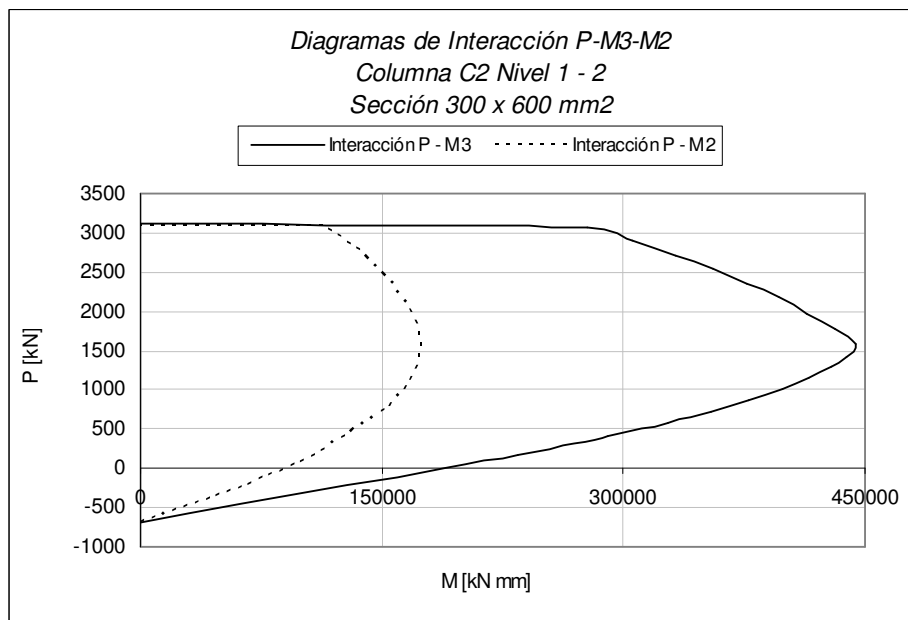


Figura 6.14 : Interacción P-M3-M2, Col. C2 Nivel 1 y 2.

■ Zona de Panel.

Aquellas uniones en que no se dispone de armadura transversal en el nudo, tienen un comportamiento inelástico que necesariamente debe ser modelado debido a la influencia decisiva que representa en el comportamiento de la estructura. En la sección

5.2, en el ítem correspondiente a Zona de Panel, se mostró la necesidad de disponer de las curvas Momento a través de la Unión versus Distorsión. En la figura 6.15 se muestran estos diagramas obtenidos a partir de los resultados experimentales de los ensayos estudiados en este trabajo.

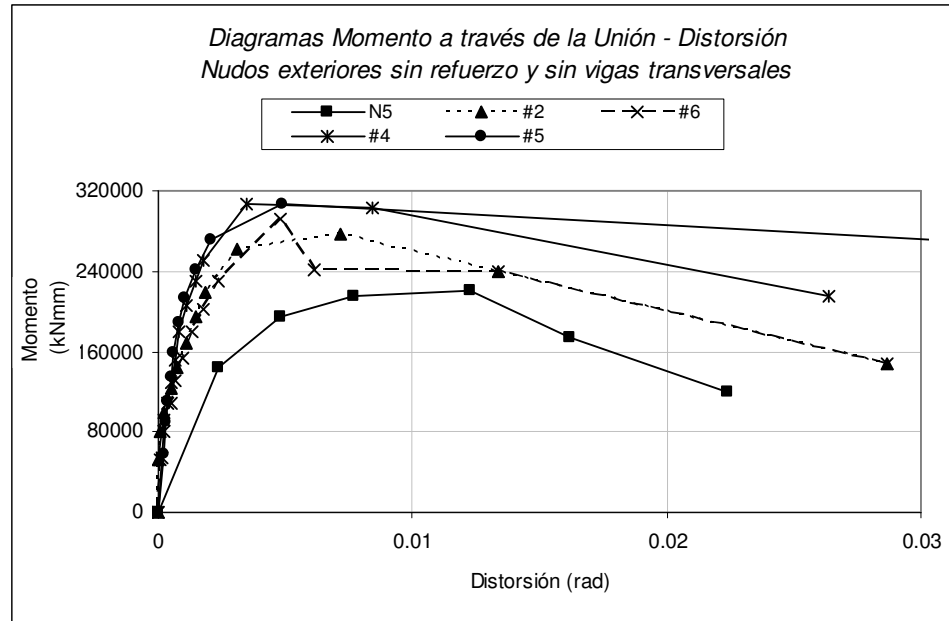


Figura 6.15 : Diagramas Experimentales Momento a través de la Unión - Distorsión.

Como los diagramas anteriores corresponden a diferentes condiciones de carga, características mecánicas de los materiales y dimensiones geométricas de las piezas, se observa una dispersión de los datos y curvas no coincidentes unas con otras. A fin de obtener una curva única se debe tener en cuenta lo siguiente:

a) Según la documentación FEMA la resistencia de la unión (ordenadas en la Figura 6.16) es directamente proporcional al factor $\sqrt{f'_c} A_j$.

b) Las distorsiones (abscisas en la Figura 6.15) son las deformaciones que sufre el elemento. Estas distorsiones deben ser inversamente proporcionales a la rigidez cortante $G_c A_j$ y por lo tanto inversamente proporcional al producto $E_c A_j$.

Entonces, dividiendo las ordenadas entre el factor $(\sqrt{f'_c} A_j)$ y multiplicando las abscisas por el factor $(E_c A_j)$, se obtiene la gráfica de la Figura 6.16.

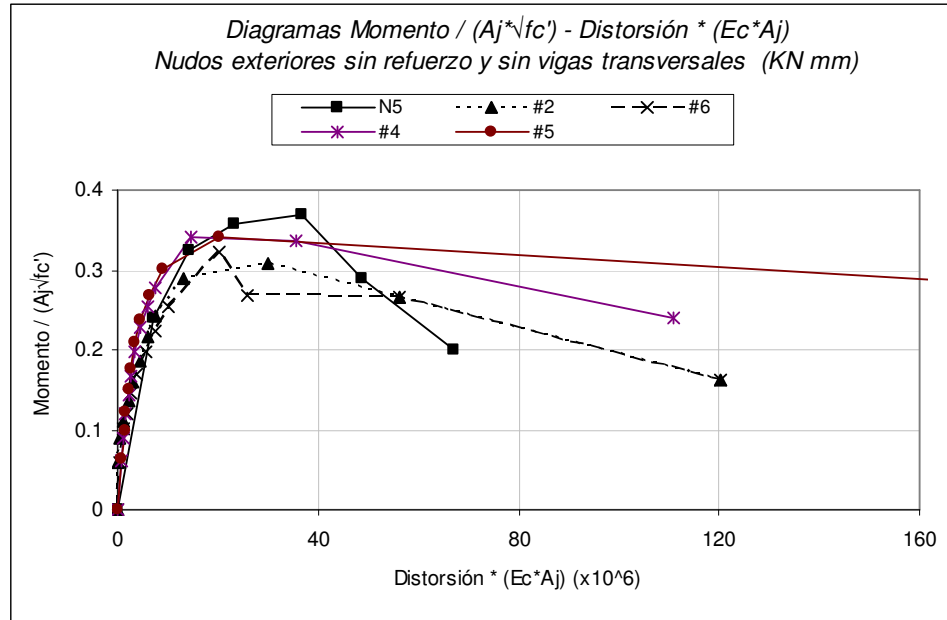


Figura 6.16 : Diagramas Experimentales Momento / ($\sqrt{f_c} A_j$). - Distorsión * ($E_c A_j$).

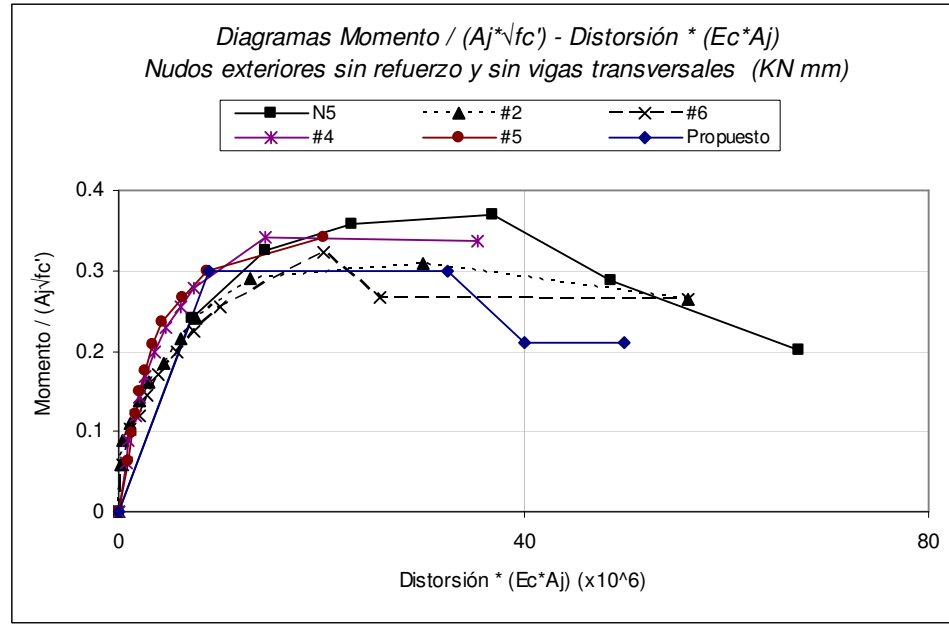
De la gráfica, las conclusiones más importantes que se pueden obtener son las siguientes:

a) No se observa una influencia significativa de la fuerza axial actuante con respecto a la resistencia de la unión. Debe notarse que FEMA determina el valor de la resistencia al corte de la unión a través de la expresión:

$$V_n = \lambda \gamma \sqrt{f_c} A_j \quad (6.1)$$

La misma es independiente del valor de la fuerza axial actuante.

b) Las curvas obtenidas son básicamente coincidentes, tal como puede apreciarse en la Figura 6.16, excepto por cinco mediciones que se alejan bastante de la zona de concentración de los puntos. Si se dejan de lado esos valores extremos, se tiene la Figura 6.17:



**Figura 6.17 : Diagramas Momento / ($\sqrt{f_c'} A_j$). - Distorsión * ($E_c A_j$).
 Experimentales y propuesto para nudos exteriores sin refuerzo y sin viga transversal.**

Esta gráfica muestra que aquellas uniones con menor fuerza axial actuante poseen una mayor capacidad de deformación. FEMA, al asignar valores a sus parámetros de modelación de uniones, coincide con esta interpretación. Inclusive, para valores relativamente altos de carga axial ($P = 0.4 A_g f_c'$), impone una rotura totalmente frágil del componente, sin posibilidad de deformación más allá del régimen elástico.

Las gráficas de comportamiento obtenidas y sus conclusiones son de fundamental importancia para la determinación de curvas esqueletos utilizables para diferentes situaciones que se presentan en la evaluación de pórticos. En este estudio sólo se realizaron ensayos sobre uniones exteriores sin vigas transversales, pero en la práctica se presentan casos de uniones exteriores o interiores, sin y con vigas transversales. Es posible obtener las demás curvas si tomamos en consideración las relaciones existentes entre los diferentes casos por FEMA para resistencias y deformaciones, que son las siguientes:

a) Resistencia: la documentación define el valor de resistencia al corte de una unión a través de la expresión $V_n = \lambda \gamma \sqrt{f_c'} A_j$. Para analizar los diferentes casos no estudiados en este trabajo (nudo exterior con viga transversal, nudos interiores sin y con viga transversal), la variable que debe analizarse es el coeficiente γ . Los valores de γ ,

que son proveídos por la documentación, se muestran en la Tabla 6.6 para uniones con deficiencias de armado.

Tabla 6.6 : Valores del parámetro γ para el cálculo de resistencia de la unión.

Nudos Interiores		Nudos Exteriores	
Con viga transversal	Sin viga transversal	Con viga transversal	Sin viga transversal
12	10	8	6

Si normalizamos los valores de esta tabla con relación al valor 6, que corresponde al caso de nudo exterior sin viga transversal, que fue estudiado y verificado en este trabajo, se obtiene la Tabla 6.7.

Tabla 6.7 : Valores del parámetro normalizado $\gamma / \gamma_{\text{exterior sin viga transversal}}$

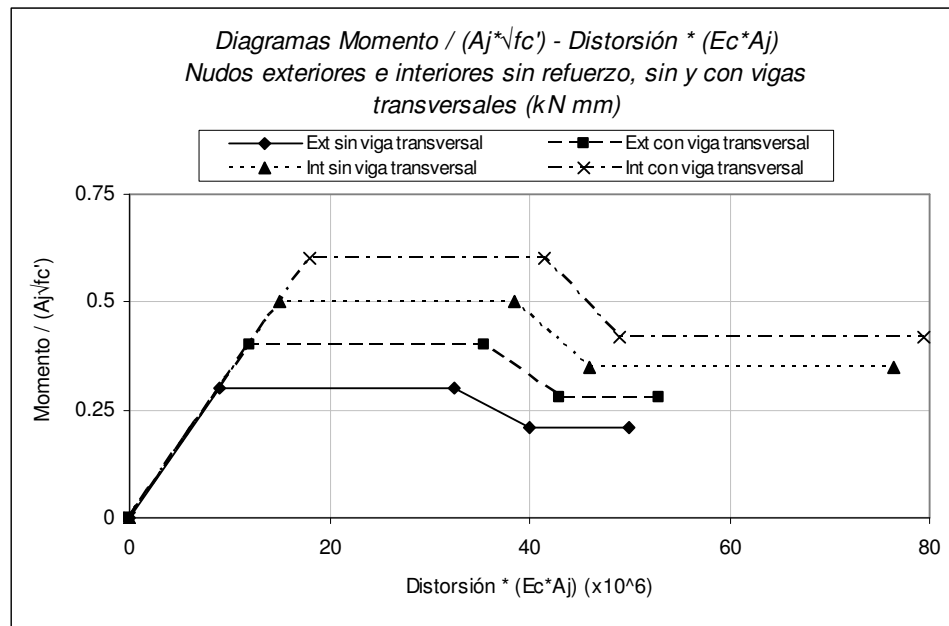
Nudos Interiores		Nudos Exteriores	
Con viga transversal	Sin viga transversal	Con viga transversal	Sin viga transversal
2	1.67	1.33	1

Estos factores multiplican a las ordenadas de la curva básica propuesta en la Figura 6.18, para obtener las ordenadas de las demás curvas.

b) Deformación: la documentación FEMA provee dos parámetros de deformaciones que son medidos a partir de la deformación en el punto de fluencia. El primer parámetro “a” hasta la caída de resistencia y el segundo parámetro “b” hasta la deformación última.

Para el primer parámetro “a” (hasta la caída de resistencia), FEMA propone valores similares para todos los casos, según Tabla 4.8. Siguiendo este mismo criterio, se utilizarán los mismos valores de deformación que para la curva básica propuesta en la Figura 6.18. Para el segundo parámetro “b”, en los nudos exteriores se tienen los mismos valores, mientras que los nudos interiores tienen una capacidad de deformación 1,5 veces superior a la de los nudos exteriores. Estas características se aplican a las abscisas de la curva básica propuesta en la Figura 6.18, para obtener las demás curvas.

Aplicando los factores correspondientes a las ordenadas y abscisas de la curva básica, se tienen las demás curvas para los casos no considerados en este trabajo. Estas curvas se muestran en la Figura 6.18.



**Figura 6.18 : Diagramas Momento / $(\sqrt{f_c} A_j)$. – Distorsión * $(E_c A_j)$.
Propuestos para diferentes casos.**

Las curvas indicadas son utilizadas para obtener los diagramas a ser utilizados en la implementación computacional con el programa Perform 3d para el Pórtico Modelo N5, el cual ha sido diseñado con nudos deficientemente armados. Para el caso del Pórtico Modelo N3, las uniones se consideran rígidas ya que las mismas están armadas convenientemente.

Los valores utilizados según lo expresado anteriormente corresponden a una simulación real de la estructura, ya que los diagramas de comportamiento de los componentes provienen de resultados experimentales observados y medidos en la realidad. Pero es posible modelar la estructura con parámetros propuestos por la documentación FEMA, que también se realiza y simula con el objetivo de comparar los comportamientos en ambos casos. En el siguiente ítem se presentan todos resultados obtenidos para los diferentes casos de simulaciones.

6.5.- Resultados obtenidos.

■ Distorsión de piso total.

Sometidos los modelos de pórticos a las cargas gravitacionales y a la acción lateral en pushover mostrada en la figura 6.6, se obtiene la respuesta de la estructura. En este ítem, esta relación Acción – Respuesta es dada según la fuerza de corte en la base contra la distorsión de piso, considerando la altura total del edificio (distorsión de piso total), como se muestra en la Figura 6.19.

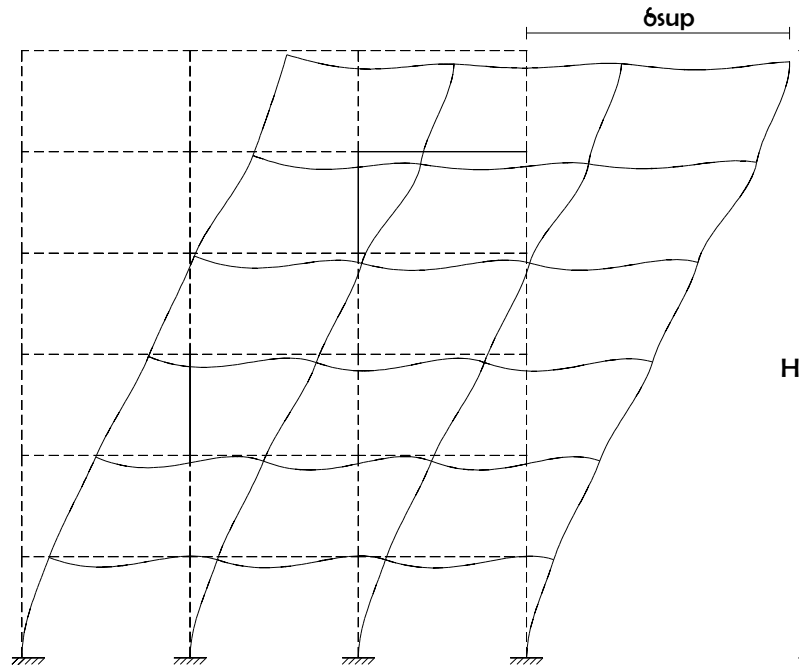


Figura 6.19 : Deformación superior y altura del pórtico.

En esta figura, sea δ_{sup} el desplazamiento en el piso superior y H la altura total del edificio. La distorsión de piso total es δ_{sup} / H . El valor de diseño fue obtenido según Reglamento IC-Parte I-1991 en el trabajo [22]. La distorsión máxima permitida por el mismo Reglamento es, para el caso de la estructura estudiada, de 0.0019.

Para el pórtico modelo N3, que dispone de refuerzos en los nudos, los resultados obtenidos se presentan en la Figura 6.20.

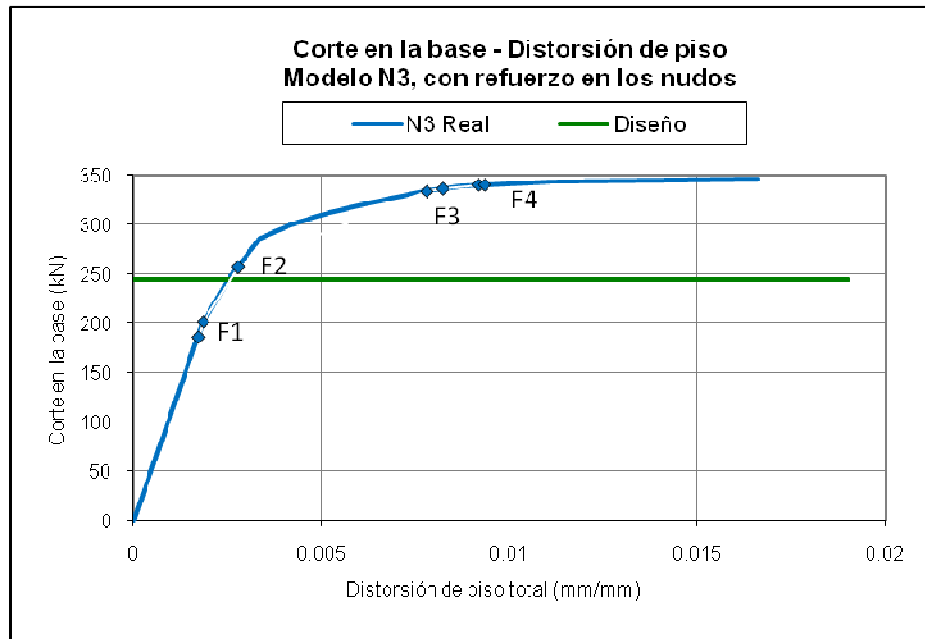


Figura 6.20 : Corte en la base contra distorsión de piso total Modelo N3 Real.

Los puntos ubicados sobre la curva indican tramos en los cuales los componentes van ingresando a la fluencia. En la figura 6.21 se puede observar a que componentes corresponden los tramos antes indicados y la secuencia completa de inicio de fluencia puede ser observada en la Figura 6.26.

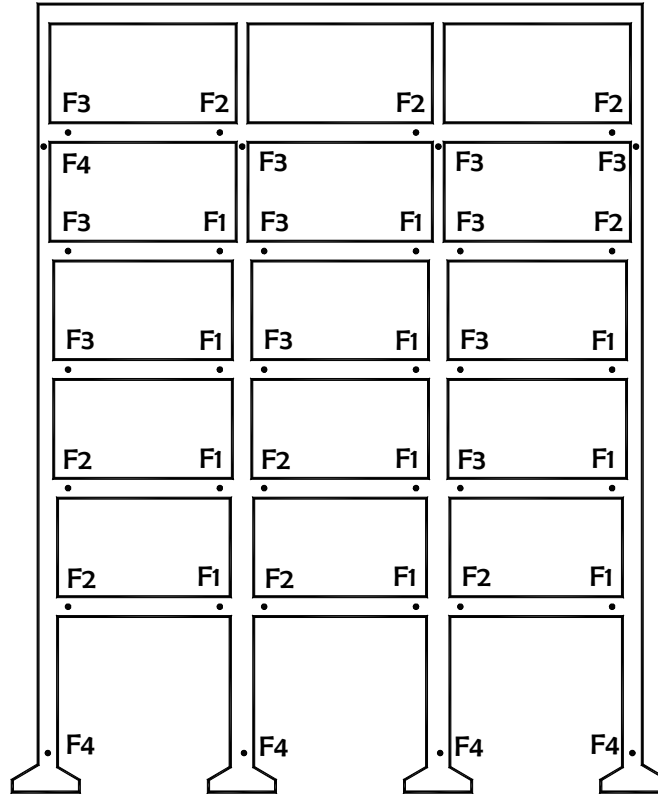


Figura 6.21 : Inicio de fluencia por grupos de componentes. Modelo N3 Real .

Para el pórtico Modelo N5, que no dispone de refuerzos transversales en los nudos, los resultados obtenidos se presentan en la Figura 6.22.

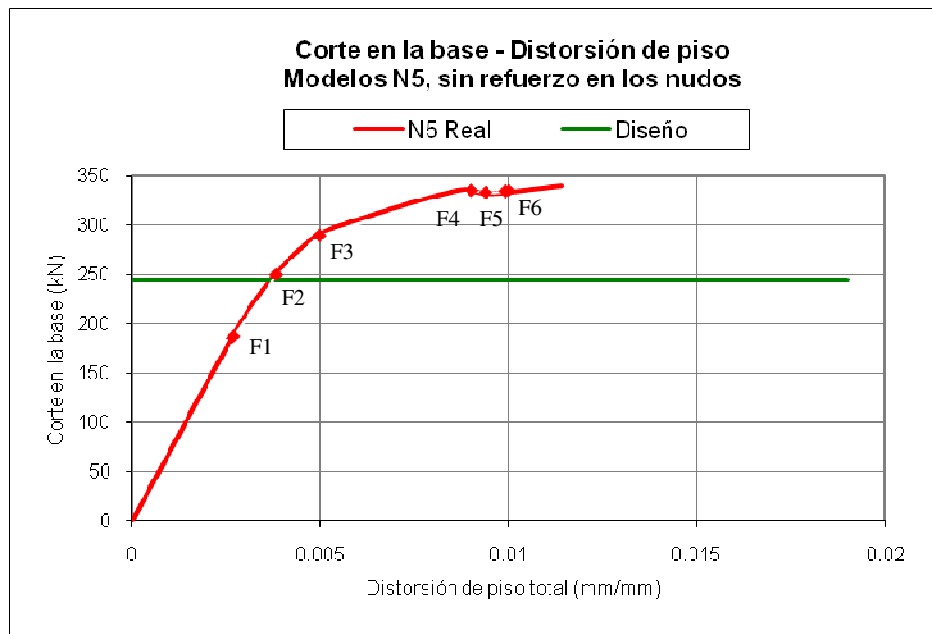


Figura 6.22 : Corte en la base contra distorsión de piso total . Modelo N5 Real.

Se observa una disminución importante de la capacidad de deformación de la estructura, como producto de la falla del nudo. Al igual que en el caso anterior, los puntos ubicados sobre la curva indican tramos en los cuales los componentes van ingresando a la fluencia y en la Figura 6.23 se puede observar a que componentes corresponden los tramos antes indicados. La secuencia completa de inicio de fluencia puede ser observada en la Figura 6.28.

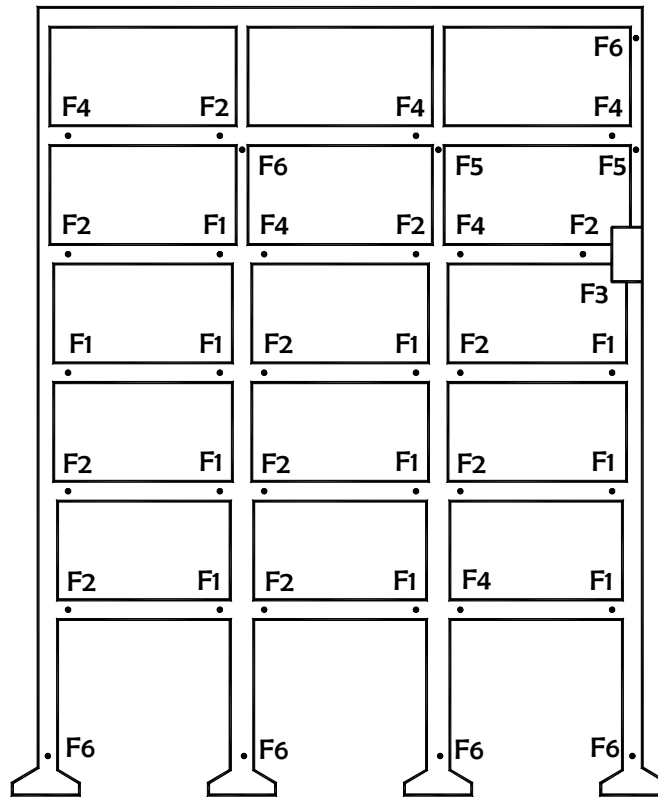


Figura 6.23 : Inicio de fluencia por grupos de componentes. Modelo N5 Real .

Para facilitar la comparación la Figura 6.24 muestra todos los resultados obtenidos

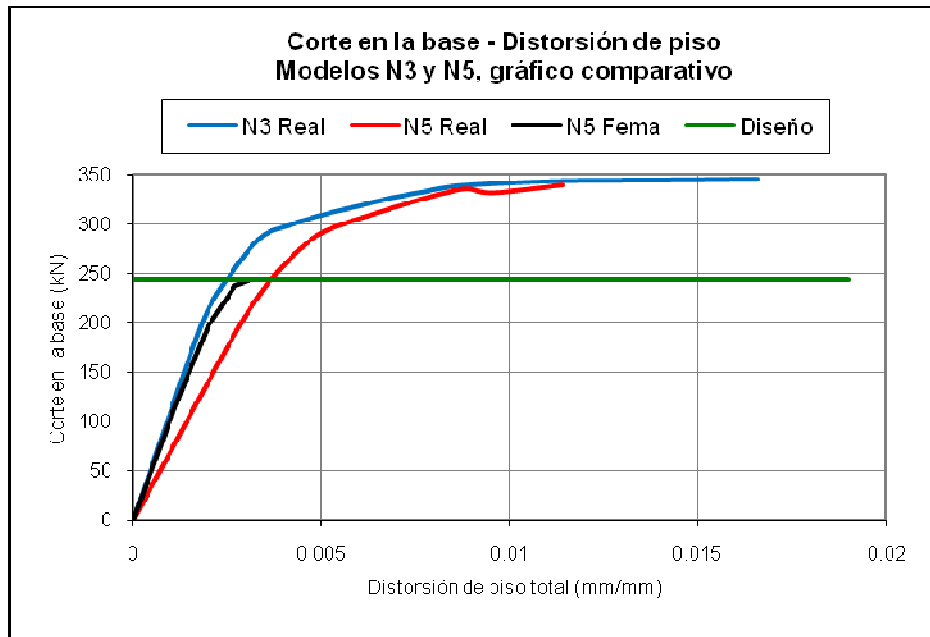


Figura 6.24 : Curvas de comportamiento de pórticos.

Se puede observar la diferencia de capacidad existente entre los modelos con y sin refuerzo transversal. La siguiente tabla muestra los indicadores de interés que permite comparar numéricamente los comportamientos de los diferentes modelos evaluados.

Tabla 6.8 : Indicadores de Capacidad de Pórticos.

	Drift máximo (%)	Corte Basal máximo (kN)	Ductilidad global
Pórtico Modelo N3 con refuerzo - Real	1.66	346	5.96
Pórtico Modelo N5 sin refuerzo - Real	1.14	339	2.29
Pórtico Modelo N5 sin refuerzo - FEMA	0.29	227	1.71

■ Distorsión de piso entre niveles.

Es importante la evaluación de la distorsión por piso entre los diferentes niveles. El Reglamento Argentino IC - Parte I - 1991 limita el valor total de la distorsión total (considerando la altura total del edificio como referencia) y también las producidas entre niveles.

La figura 6.23 muestra la distorsión entre niveles que se produce en los diferentes modelos evaluados.

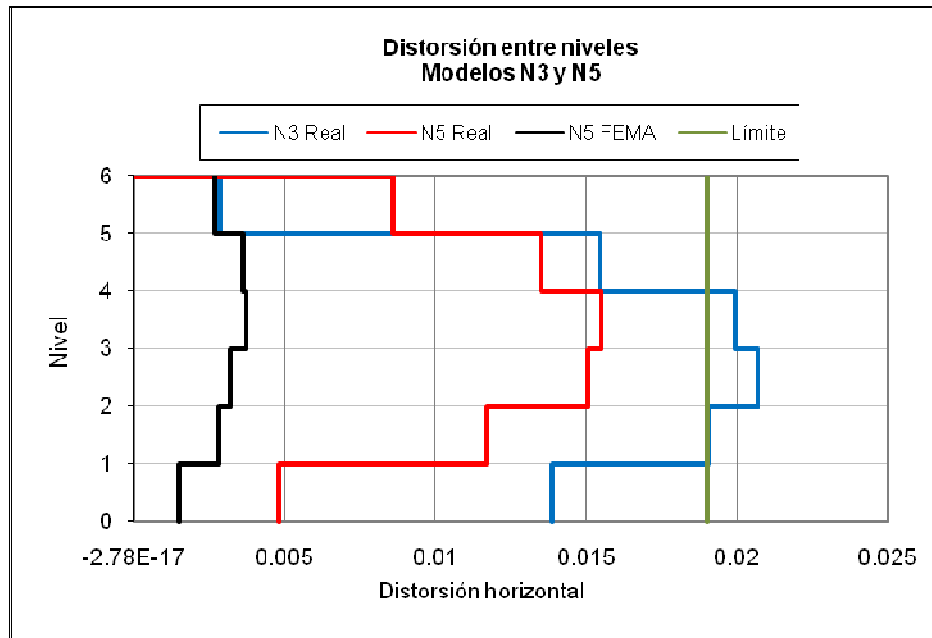


Figura 6.25 : Distorsión entre niveles. Modelos N3.

El límite de distorsión para esta estructura está indicado con la línea vertical, al valor 0.019. El Modelo N3 Real alcanza y sobrepasa ligeramente este límite especificado por la normas.

■ Secuencia de inicio de fluencia y mecanismo de falla..

El análisis del pushover permite obtener además la secuencia de inicio de fluencia de los diferentes componentes de comportamiento no lineal. Estos componentes son las articulaciones plásticas de viga y columna y los componentes de zona de panel que se encuentran en los nudos del pórtico. La Figura 6.24, que corresponde al Modelo de Pórtico N1-N2-N3 y cuyas uniones son consideradas rígidas, muestra el comportamiento

de los componentes de la estructura, donde los números indican el orden en que cada uno de ellos llega a la fluencia. Aquellos componentes no numerados no llegan a ingresar al rango de fluencia.

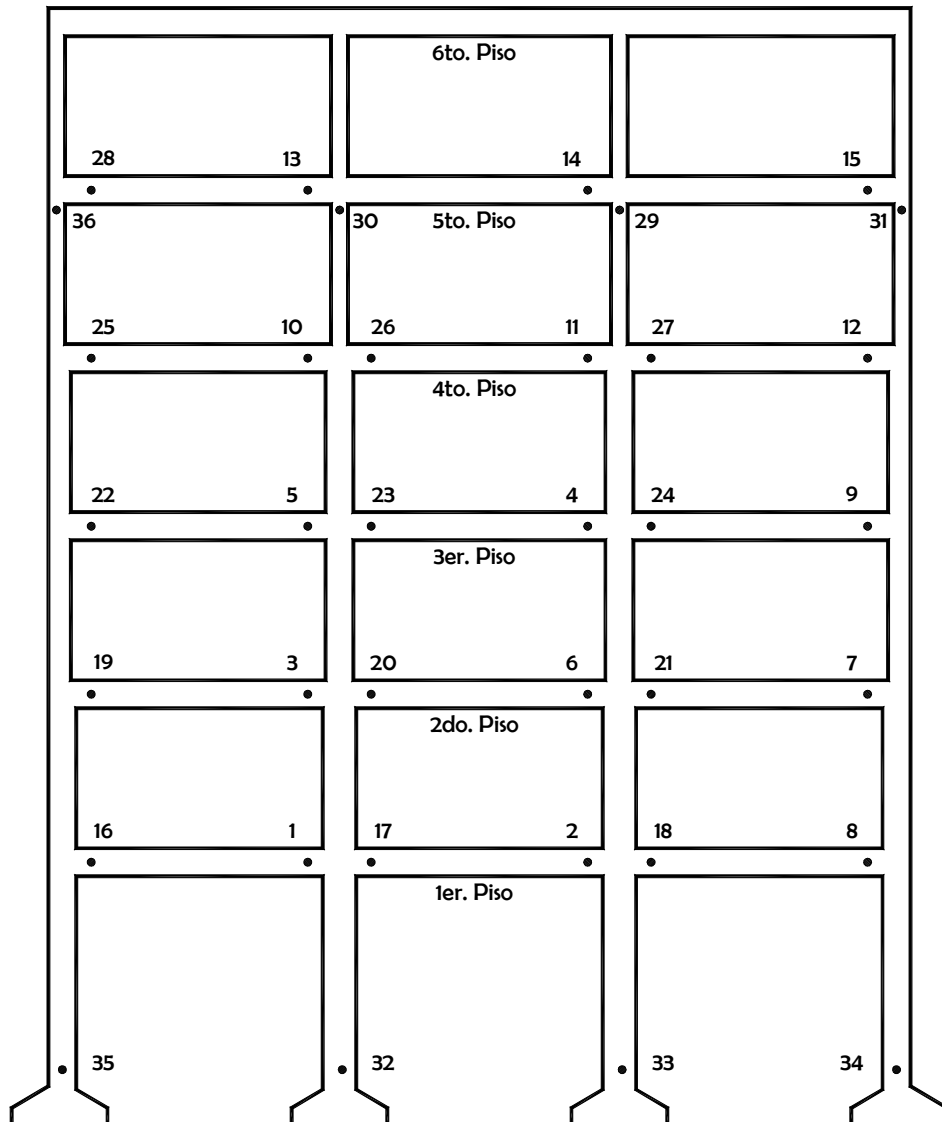


Figura 6.26 : Secuencia de inicio de fluencia en los componentes. Pórtico Modelo N3 Real.

El análisis del pushover finaliza después que se producen las fallas generalizadas en las articulaciones plásticas ubicadas en la parte inferior de las columnas del primer piso. En ese caso se forma el mecanismo en las posiciones indicadas y un esquema de la falla se muestra en la Figura 6.25.

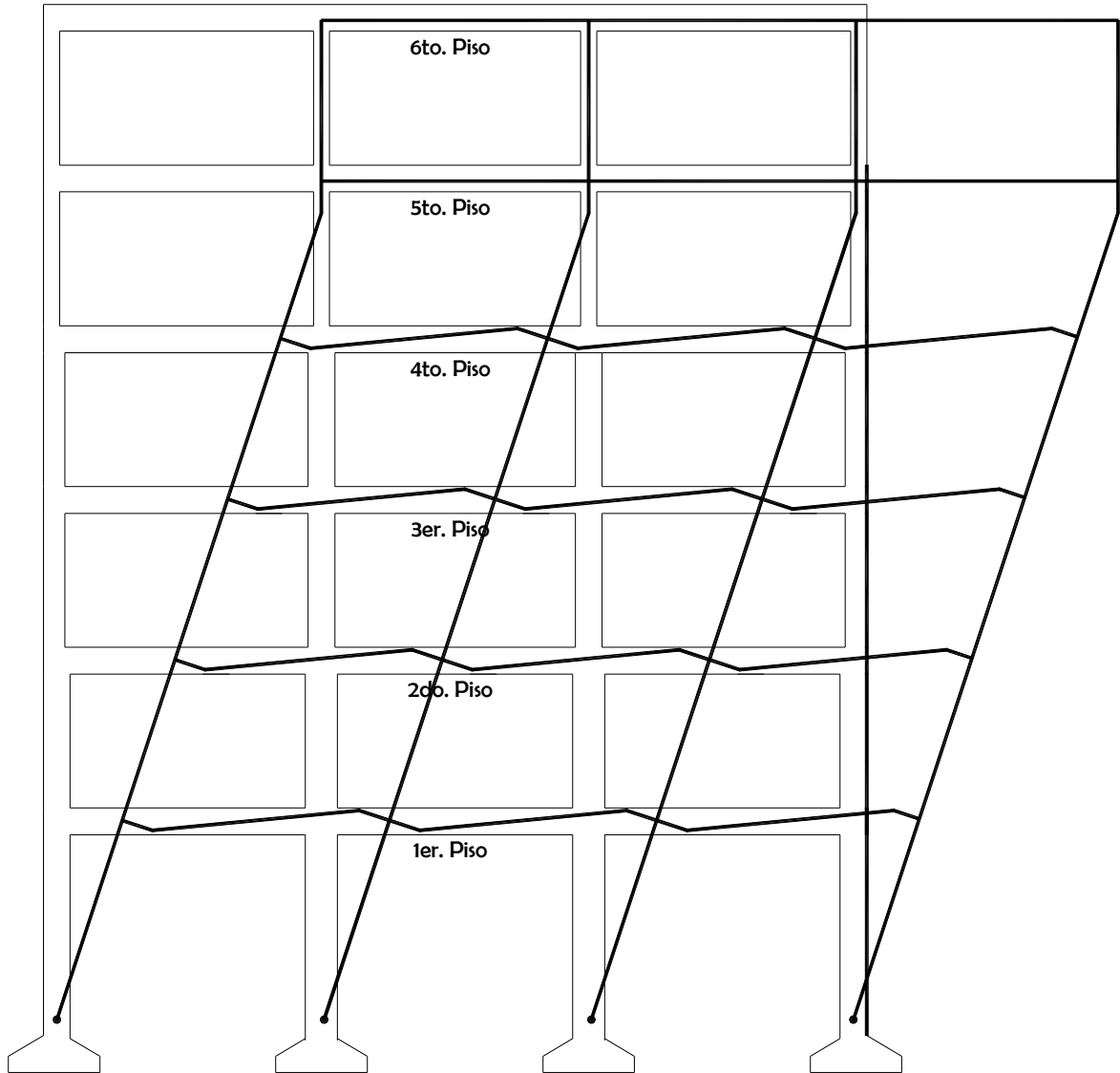


Figura 6.275 : Esquema de formación del mecanismo de falla en el Pórtico Modelo N3Real.

Análogamente, en la Figura 6.26, que corresponde al Pórtico Modelo N5 y donde las uniones tienen una el comportamiento no lineal, se tiene el comportamiento de los componentes, según su orden de ingreso al rango de fluencia.

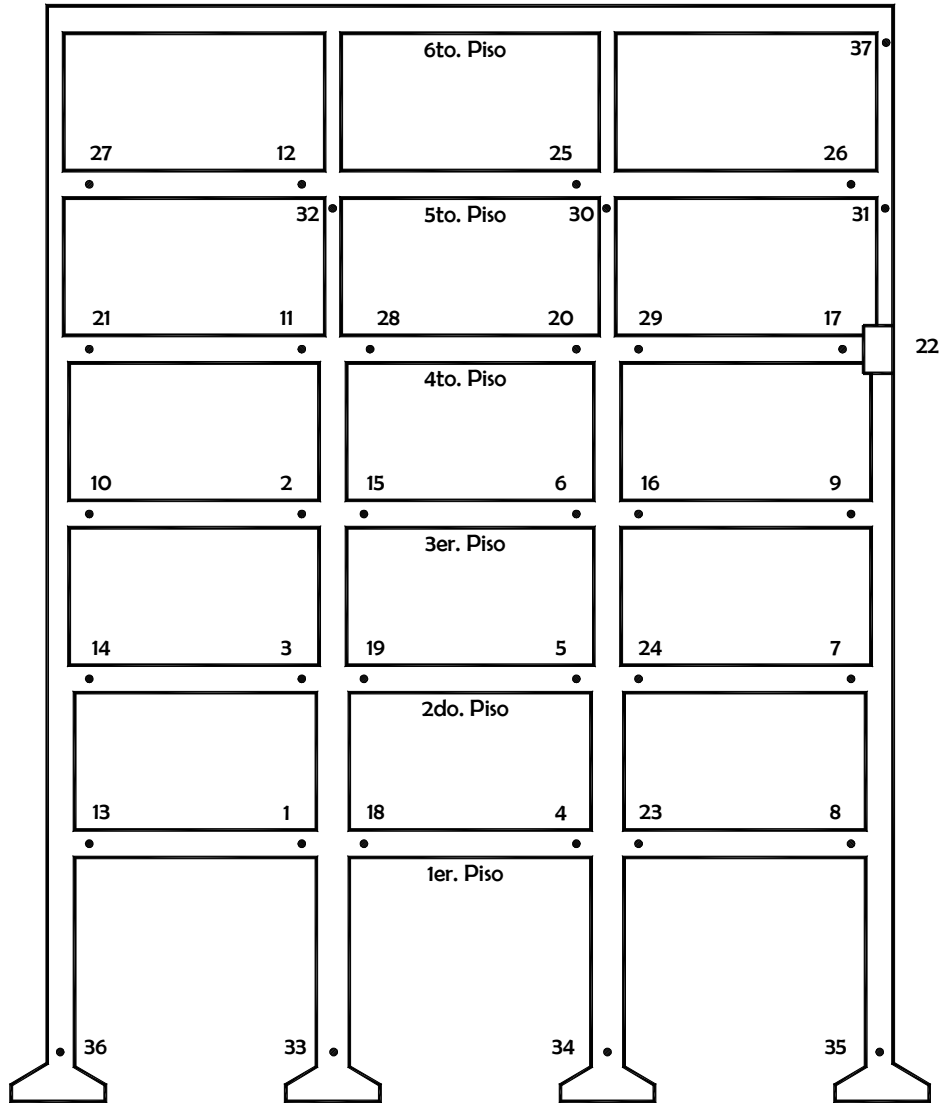


Figura 6.28 : Secuencia de inicio de fluencia en componentes. Pórtico Modelo N5 Real.

El proceso de degradación generalizado en las articulaciones de las vigas y el desplazamiento lateral influye de tal manera que la falla se produce por colapso de la unión externa ubicada en el piso 4.

CAPÍTULO 7
CONCLUSIONES Y SUGERENCIAS PARA
FUTURAS INVESTIGACIONES

CAPÍTULO 7 : CONCLUSIONES Y SUGERENCIAS PARA FUTURAS INVESTIGACIONES

7.1.- Conclusiones.

Este trabajo se realizó con el objetivo principal de obtener modelos analíticos que estimen el comportamiento de pórticos de hormigón, principalmente aquellos que tengan nudos deficientemente armados.

En ese contexto, se parte de los resultados de algunos ensayos de laboratorio sobre subensamblajes de uniones viga – columna. De la gran cantidad de estudios realizados en diferentes Instituciones Técnicas de todo el mundo, se seleccionaron ocho especímenes, cuatro de ellos ensayados en el Instituto de Estructuras de la Universidad Nacional de Tucumán y otros cuatro en el marco de los trabajos PEER - Universidad de Utah. Las subestructuras son estudiadas para diferentes condiciones de armado, diferentes valores de fuerza axial sobre la cabeza de la columna y bajo la acción de cargas cíclicas cuasiestáticas en el extremo de la viga.

De estos ensayos se obtienen resultados que muestran el comportamiento de los subensamblajes, desde el punto de vista de su resistencia y capacidad de disipación de energía.

Con el uso de programas computacionales para análisis no lineal, se obtienen modelos analíticos que reproducen el comportamiento de las subestructuras. Posteriormente estos modelos son extrapolados a pórticos, con el objetivo de predecir el comportamiento de los mismos lo que permite evaluar edificaciones en etapa de proyecto o existentes.

Como no siempre se disponen de ensayos experimentales, también es posible modelar las estructuras a través de parámetros propuestos por FEMA [19]. También en este trabajo se estudiaron modelos analíticos construidos sobre la base de esos parámetros estandarizados y los resultados del comportamiento fueron comparados con los valores reales.

De los resultados obtenidos se puede concluir que, a los efectos de predecir su comportamiento:

- a) Para la modelación de nudos que presenten deficiencias de armado, se deben utilizar programas que dispongan de herramientas para la modelación de la

- unión. Éste debe necesariamente incluir un componente específico que evalúe el comportamiento Corte - Distorsión que se produce allí. La distorsión en este caso es tan relevante e influyente en el comportamiento del subensamblaje, que de no ser convenientemente evaluada, impide obtener resultados coherentes con el comportamiento experimental. En el caso que el nudo esté convenientemente armado (según los criterios normativos norteamericano-argentino o neozelandés), el mismo puede ser considerado rígido.
- b) El modelo de Krawinkler utilizado para la modelación del comportamiento no lineal (articulación de corte) en la zona de panel, permite reproducir adecuadamente el comportamiento de los subensamblajes estudiados.
 - c) Los programas informáticos utilizados en este trabajo reprodujeron satisfactoriamente los resultados obtenidos en los ensayos experimentales. El programa Perform 3D puede ser utilizado para evaluar comportamientos de estructuras con nudos armados correctamente o con deficiencias, ya que dispone del componente Zona de Panel, que permite modelar la unión. El programa CONS puede ser utilizado en estructuras cuyos nudos disponen de una cuantía de acero de refuerzo tal que los mismos pueden ser considerados rígidos.
 - d) La resistencia al corte de la unión, calculada según los parámetros propuestos por FEMA es, para los casos estudiados en este trabajo, de aproximadamente un 50 % con relación al obtenido en los estudios experimentales, Figura 4.25 y Tabla 4.11. Es un valor bastante conservador y depende de la variable γ indicada en la Tabla 4.9. La modificación de esta variable se considera factible, conveniente y sencilla de realizar para obtener diagramas más ajustados al comportamiento real de la estructura. El Reglamento Argentino IC- Parte II – 2005 propone valores acercados a los reales, pero propone un valor único para todos los casos (nudos exteriores e interiores, con y sin viga transversal).
 - e) Los resultados arrojados por los modelos analíticos y la interpretación de los resultados experimentales demuestran que subensamblajes con nudos convenientemente armados tienen una resistencia y capacidad de deformación superior en aproximadamente un 50 % con relación subensamblajes con nudos deficientemente armados.
 - f) El colapso del subensamblaje con el nudo convenientemente armado se produce por falla en la articulación plástica de la viga, mientras que en el

subensamblaje con el nudo deficientemente armado, la falla se produce por colapso de la unión.

- g) En los pórticos evaluados, los resultados finales obtenidos permiten comprobar que una estructura con nudos convenientemente armados tienen una resistencia aproximadamente un 10 por ciento superior a la estructura con las uniones deficientemente armadas, pero en contrapartida tienen ductilidades 3 veces superior al que presenta deficiencias de armado.
- h) En el pórtico con nudos convenientemente armados, el colapso de la estructura se produce por falla de articulaciones plásticas que se presentan en la zona inferior de las columnas del primer piso. Las mismas están sujetas a fuerzas axiales importantes, lo que reduce su capacidad de deformación. En el pórtico con nudos deficientemente armados, el colapso de la estructura se produce por falla de la unión externa ubicada en el cuarto piso.
- i) Los puntos anteriores nos indican que la insuficiencia de armadura de refuerzo en los nudos afecta negativamente, principalmente en la capacidad de desplazamiento de la estructura estudiada. Se tiene una ductilidad inferior, situación inconveniente para el buen desempeño de un pórtico.
- j) En ambos pórticos se observa la entrada en fluencia en prácticamente todas las articulaciones de vigas. El avance en la aplicación de las cargas produce formación de otras articulaciones plásticas en las columnas en el caso de los pórticos convenientemente armados. Al estar estas columnas sometidas a fuerzas axiales importantes, tienen poca capacidad de deformación y alcanzan rápidamente sus valores últimos, lo que produce el colapso de la estructura. Algo similar ocurre con los pórticos cuyas uniones están deficientemente armados, pero en este caso el colapso se produce por falla en las uniones.

7.2.- Sugerencias para futuras investigaciones.

- a) Este trabajo se basa exclusivamente en el estudio de uniones exteriores sin vigas transversales. Los pórticos, en general tienen tanto uniones exteriores como interiores, con o sin vigas transversales. En el capítulo 6 se proponen curvas que pueden ser utilizadas para los distintos casos mencionados. Sin embargo no se cuenta con un respaldo experimental directo, ya que se

dedujeron en base a la relación de los parámetros utilizados en la documentación FEMA. La obtención de modelos en base a estudios ya realizados para uniones interiores y con utilización de vigas transversales, pueden aportar respaldo suficiente para convalidar o ajustar los resultados obtenidos en este trabajo.

- b) Para la obtención de los modelos analíticos se usaron dos programas informáticos, el Perform 3D y el CONS. Se compararon los resultados obtenidos por los mismos y se observa reproducciones similares entre sí y también similares a los resultados experimentales. Sin embargo, a efectos de conocer qué diferencias pueden encontrarse bajo diferentes modelaciones en los nudos, se considera pertinente sugerir la utilización de otros programas computacionales que puedan modelar el subensamblaje y los pórticos y comparar los resultados de los mismos con los obtenidos en este trabajo.
- c) Existen algunos trabajos experimentales realizados sobre pórticos de dos o más niveles, principalmente para la evaluación de la influencia de la mampostería bajo acción sísmica. Estos resultados pueden ser evaluados convenientemente y obtener conclusiones acerca de los mismos, en relación a los encontrados en este trabajo.
- d) Las acciones laterales incluidas en este trabajo no implican un proceso de actuación dinámica, ya que son aplicadas en forma cuasiestática. Definidos los modelos analíticos se considera importante evaluar a los mismos bajo acción dinámica y obtener resultados y conclusiones de la respuesta estructural.

APÉNDICE 1

MODELOS ANALÍTICOS PARA UNIONES

APÉNDICE 1 : MODELOS ANALÍTICOS PARA UNIONES

A1.1.1.- Consideraciones generales.

La modelación de los subensamblajes y las estructuras aporticadas que se presentan y evalúan en este trabajo reproducen los resultados experimentales que se disponen. Los modelos globales obtenidos son lo suficientemente sencillos dentro de la complejidad que puede representar el problema que se estudia. La sencillez de estos modelos se fundamenta en la modelación puntual de ciertos aspectos notables del comportamiento de la estructura y la incorporación de componentes bien conocidos como secciones elásticas de miembros unidimensionales y articulaciones plásticas de curvatura en las vigas y columnas. Además existe un componente clave en la modelación estructural y que permite distinguir las uniones con diferentes cuantías de armado, que es el componente Zona de Panel que permite modelar la unión.

La modelación de las uniones incorporada a este trabajo es fundamental para poder diferenciar los distintos tipos de estructuras. No todos los programas computacionales incorporan este tipo de componentes, que por lo general son considerados rígidos. Esta suposición de rigidez de la unión se verifica efectivamente en el comportamiento flexional, pero las mediciones experimentales indican una distorsión importante por efecto de fuerzas cortantes, principalmente en caso de nudos deficientemente armados.

Esta conjunción de factores hace que la unión se convierta en una zona crítica de la estructura. En dicha zona convergen situaciones estáticas, constructivas, mecánicas y de análisis metodológico que justifican la atención y estudio concentrado para la modelación correcta y ajustada a los resultados experimentales. Estas situaciones son las siguientes:

a) Desde el punto de vista estático. Se desarrollan fuerzas de corte importantes en la zona de la unión. La variación del valor del momento flector (cambio de signo) en una longitud relativamente pequeña comparativamente con las dimensiones usuales de las estructuras, implica el desarrollo de altos valores de fuerza cortante a través del nudo. La Figura A1.1 muestra claramente la diferencia importante de valor de fuerza cortante en la unión con relación a los valores que se manifiestan en la columna.

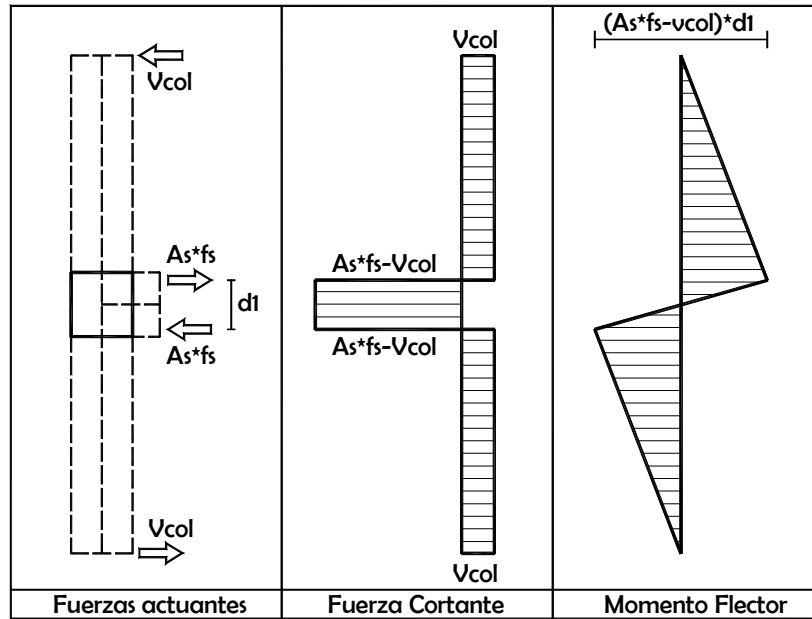


Figura A1.1 : Estática de la columna y el nudo.

b) Desde el punto de vista constructivo. Los códigos vigentes años atrás no incorporaban características específicas de armado en la zona de las uniones. La observación de colapsos de estructuras debido a fallas en los nudos y el estudio analítico posterior, incorporaron instrucciones específicas en las normativas, en cuanto a cuantías de acero y disposición de armaduras en esa zona sensible de la estructura. Sin embargo, existen en la actualidad una gran cantidad de edificaciones ya realizadas que presentan deficiencias importantes de armado en la unión, si se comparan estos armados con las especificaciones actuales.

El proceso constructivo de la zona de la unión en edificios de hormigón armado, también representó históricamente un punto de errores frecuentes en el armado. Ello se debe a la gran cantidad de armaduras provenientes de las vigas y las columnas que se superponen en ese punto. Esa congestión de hierros, en una zona de acceso dificultoso (por ser un extremo), implica que los operarios actúen en muchas ocasiones de manera imprudente, no siguiendo las indicaciones de proyecto en cantidad y disposición de armaduras. Además de todas estas situaciones, se suman las dificultades de hormigonado de la unión, por los hierros existentes allí y el escaso espacio disponible para trabajar.

Los puntos indicados anteriormente implican la posibilidad de errores constructivos en la zona del nudo, tanto en la cuantía y disposición de las armaduras como en el correcto hormigonado. Los materiales básicos utilizados (acero y hormigón) pueden presentar deficiencias en la unión, provocando que la zona se convierta en crítica y expuesta a fallas.

c) Desde el punto de vista mecánico. Por la superposición de las secciones de viga y columna, se puede considerar que el nudo es rígido en términos flexionales. Sin embargo los estudios experimentales ponen de manifiesto que existen importantes distorsiones angulares por fuerzas cortantes, principalmente en aquellas uniones que no disponen de refuerzos transversales. Además el comportamiento es claramente no lineal y bajo condiciones severas de carga, se puede producir el colapso de la estructura por falla en el nudo.

d) Desde el punto de vista de análisis metodológico. En base a los puntos expresados anteriormente se deben incorporar componentes que reproduzcan el comportamiento del nudo en términos de fuerza cortante (o momento a través de la unión, ya que ambas variables están directamente relacionadas) y distorsión angular. Solo la incorporación de estos componentes o elementos que contemplen esa situación permite modelar los diferentes tipos de estructuras existentes en función a las características de armado de las uniones.

A1.1.2.- Modelos Analíticos de Uniones Vigas - Columnas.

■ *Modelos de elementos finitos.* La utilización del método de los elementos finitos es una poderosa herramienta que permite el análisis y evaluación del comportamiento global o local de las estructuras o componentes estructurales. En dicho contexto, son varios los modelos que se han desarrollado para analizar el comportamiento de las uniones bajo la acción de cargas cíclicas. Si bien es cierto que en este trabajo se evalúan modelos basados en estructuras de barras, por considerar de interés indicamos en las siguientes gráficas los detalles de los modelos desarrollados para nudos, por Kazuki [23], Elmorsi [24] y Kashiwazaki [25].

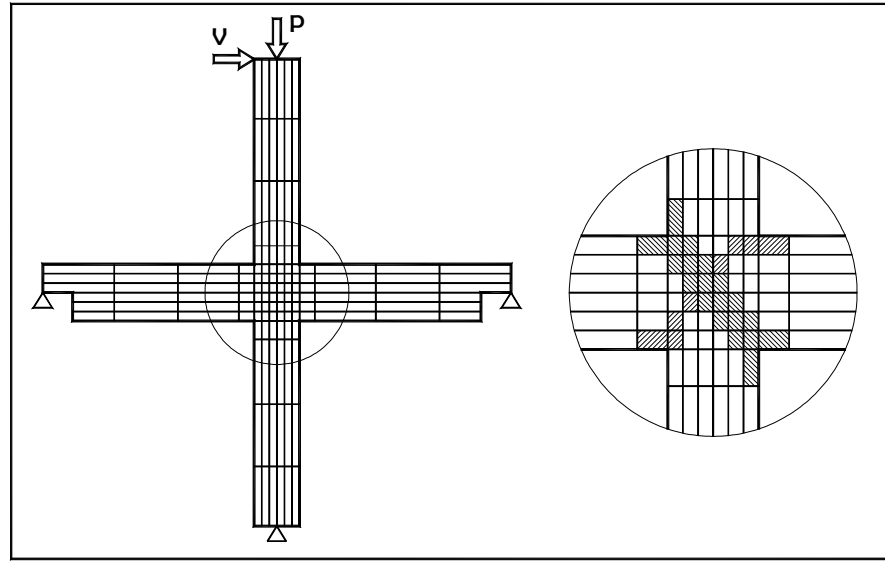


Figura A1.2 : Modelo de elementos finitos propuesto por Kazuki.

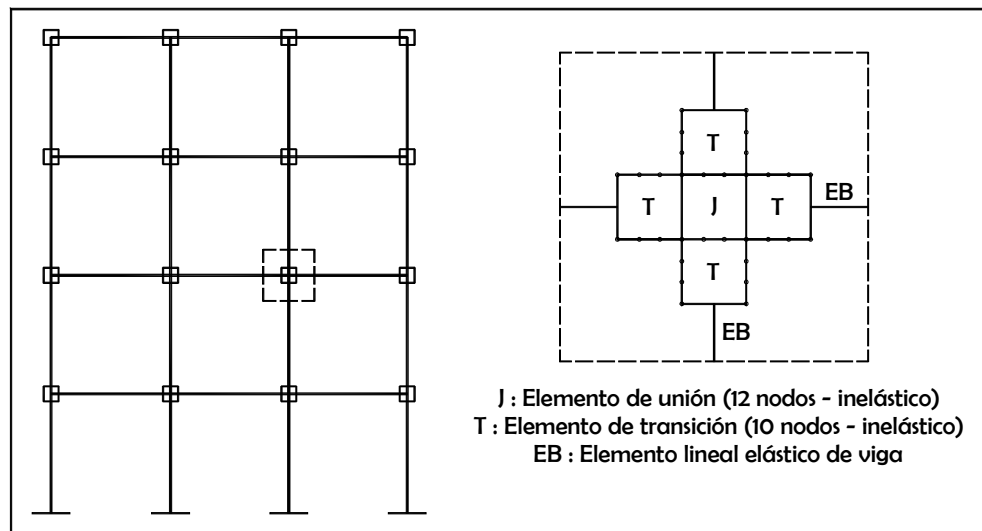


Figura A1.3 : Modelo de elementos finitos propuesto por Elmorsi.

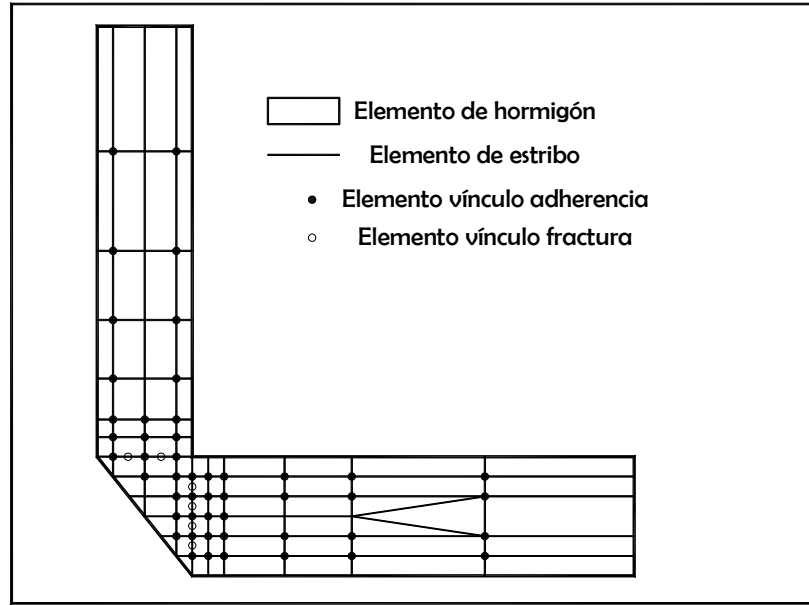


Figura A1.4 : Modelo de elementos finitos propuesto por Kashiwazaki.

■ **Modelo de resortes múltiples.** Lowes y Altoontash [26], en su trabajo *Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cycling loading*, proponen un modelo de resortes múltiples para representar la respuesta inelástica de la uniones bajo cargas cíclicas reversibles. La Figura A1.1.2.4 muestra el modelo propuesto.

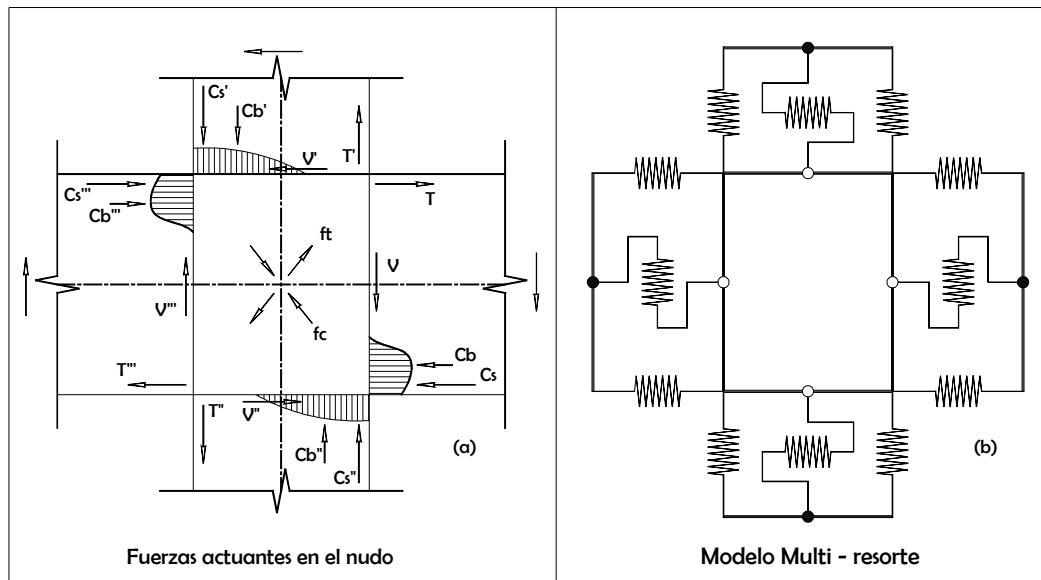


Figura A1.5 : Modelo multiresorte propuesto por Lowes y Altoontash.

Este modelo dispone de un mecanismo inelástico simple con dos resortes traslacionales y un resorte rotacional. Se utiliza un elemento de cuatro nodos y doce grados de libertad con el objetivo de determinar el comportamiento inelástica de la unión viga – columna a través de la acción combinada de una zona de panel de corte unidimensional, deslizamiento de las barras y componentes de corte de interfase. El mismo fue realizado para el estudio de fallas en el nudo por acción del corte y fallas de anclaje de las armaduras principales. Además, dentro del mismo trabajo, se analizan y comparan los resultados experimentales de una serie de subensamblajes de vigas-columnas con las respuestas obtenidas analíticamente por el modelo.

■ *Modelo de resortes rotacionales de Pampanin [27].*

Este modelo propuesto por Pampanin en trabajos de evaluación de pórticos de hormigón armado, consta de resortes rotacionales de longitud nula, que son los encargados de conectar la viga con la columna y representan una articulación de corte tanto en régimen lineal como en régimen no lineal. El resorte rotacional es dividido dos resortes con el objeto de conectar la columna con la viga, y cada una de ellos tiene la mitad de las propiedades mecánicas del total. En los extremos de la viga y columna, dentro de la conexión, se consideran elementos rígidos a la flexión, por la influencia de la superposición de la viga con la columna en esa zona. Asimismo se consideran rótulas de articulación de momento en las zonas de potencial formación de plasticidad flexional. Las propiedades mecánicas de todos los componente son obtenidos a partir de resultados experimentales.

La disposición de los componentes en la formación de los elementos del modelo de Pampanin, es bastante similar al componente Zona de Panel utilizada en este trabajo

En la Figura A1.6 se puede observar la disposición de los componentes en una unión viga-columna.

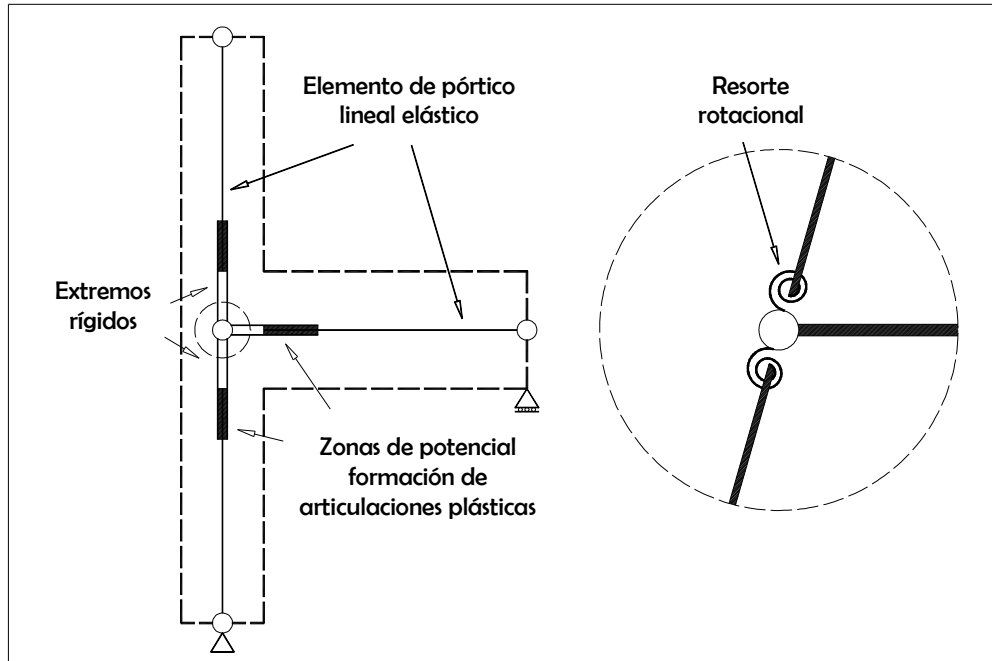


Figura A1.6 : Modelo de resortes rotacionales propuesto por Pampanin.

■ **Modelo de resorte rotacional de Krawinkler [28].**

Este es el modelo utilizado en este trabajo y es el proveído por el programa Perform 3d para la modelación de la unión. Con el mismo, e introduciendo diferentes diagramas de comportamiento mecánico es posible reproducir diferentes el comportamientos para estructuras metálicas o de hormigón armado. Inclusive, en este último caso, se pueden definir comportamientos para diferentes tipos de armado de la unión, lo que representa clave para el análisis de uniones con diferente cuantía de armadura transversal en el nudo.

El modelo de Krawinkler consiste en cuatro barras rígidas, articuladas en los extremos. Los momentos y fuerzas de corte de las columnas y vigas actúan en las barras. La resistencia y la rigidez de la conexión son proporcionadas por un resorte rotacional que tiene una relación momento – distorsión que puede ser lineal o no lineal.

Cada elemento de este tipo consiste en un componente de zona de panel y se aplica a un solo nodo, que corresponde a la intersección de los ejes de las vigas y columnas. Si no se especifica un elemento de zona de panel, entonces la unión viga – columna es rígida.

La Figura A1.7 muestra el modelo para el componente de zona de panel.

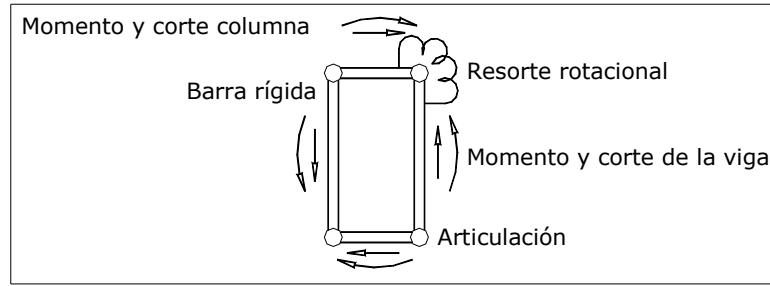


Figura A1.7 : *Modelo de resorte rotacional propuesto por Krawinkler.*

Los elementos de viga y columna se extienden hasta el nodo. Los extremos de los elementos son conectados por medio de barras rígidas de los componentes de la zona de panel, tal como se muestra en la Figura A1.8.

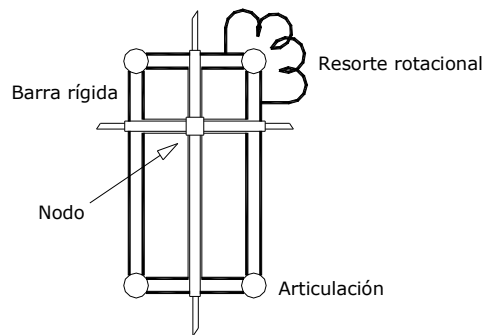


Figura A1.8 : *Detalle del modelo de Krawinkler.*

Para la implementación computacional se debe introducir la relación momento a través de la unión contra distorsión en el nudo. Los resultados experimentales miden a la fuerza de corte como la acción y no al momento. Sin embargo existe una relación directa entre ambos, tal como puede verse en la figura A1.9.

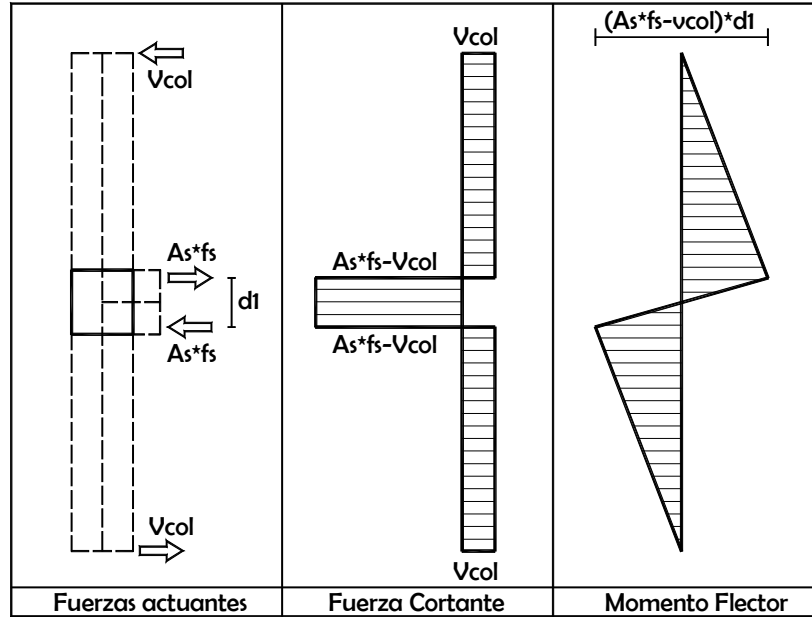


Figura A1.9 : Fuerza cortante y Momento flector actuantes en el nudo.

La fuerza de corte en la unión es :

$$V_j = A_s * f_s - V_{col} \quad (A1.1)$$

Esta fuerza de corte en la unión está relacionada con el momento a través de la unión por la siguiente expresión :

$$M_j = (A_s * f_s - V_{col}) * d_1 = V_j * d_1 \quad (A1.2)$$

La expresión anterior es la relación directa que existe entre el momento a través de la unión y la fuerza de corte que actúa en el nudo.

APÉNDICE 2

MODELACIÓN CON EL PROGRAMA CONS

APÉNDICE 2 : MODELACIÓN CON PROGRAMA CONS

El objetivo básico de este trabajo es la formulación de modelos analíticos que representen y reproduzcan resultados experimentales del comportamiento de subensamblajes de hormigón armado. Existen diferentes programas computacionales que permiten modelar la estructura, a través de la utilización de diferentes criterios, consideraciones y diseños estructurales.

Uno de los programas disponibles es el CONS, que permite la modelación estructural y ha sido desarrollado por A Marí [29, 30, P4]. Los modelos utilizados están basados en una idealización de las estructuras mediante elementos lineales tipo barra con 6 grados de libertad por nodo, discretizando la sección transversal en filamentos. En este trabajo los procesos evolutivos no son significativos y se considera el comportamiento no lineal de los materiales y la geometría.

Mediante un análisis no lineal el programa analiza de manera realista las propiedades tenso-deformacionales de los materiales, a fin de evaluar su influencia en la respuesta estructural, como es el caso de la fisuración en el comportamiento en servicio y bajo niveles avanzados de carga.

Este programa, así como muchos otros disponibles para análisis estructural, permite evaluar subensamblajes similares a los modelos N1, N2 y N3 experimentados en el Instituto de Estructuras de la Universidad Nacional de Tucumán. La cantidad de armadura de refuerzo incorporada a la unión en los modelos antes citados, es suficiente para que las mismas sean consideradas rígidas. Como no se disponen de herramientas suficientes para modelar no linealmente esa zona de la estructura, no es posible analizar el modelo N5, que no dispone de refuerzo transversal en el nudo. La ausencia de este refuerzo produce distorsiones importantes que además presentan una el comportamiento no lineal, lo que requiere de una modelación particular para esa zona del subensamblaje.

A2.1.1.- Geometría de discretización longitudinal y seccional.

La discretización longitudinal de la estructura realizada para este trabajo, incluye la división de 24 elementos finitos hermitianos tipo barra, de 3 nodos, con sección constante y forma lineal, por ser lineales las barras componentes del espécimen. Se

consideran en total 25 nodos, de los cuales dos de ellos se encuentran restringidos parcialmente en sus movimientos, componiendo los apoyos de la estructura. Las cargas se aplican también en dos de los nodos, y la carga variable es aplicada en diferentes etapas, que representan sus modificaciones de incremento.

La discretización seccional comprende la división en capas y filamentos de los diferentes tipos de secciones existentes en la estructura. Se implementan dos tipos de secciones para hormigón y dos tipos de secciones para el acero, ambos tipos coincidentes con la columna y la viga respectivamente.

Así, el tipo 1 de sección de hormigón corresponde a la columna con dimensiones $0.30 \times 0.40 \text{ m}^2$ y el tipo 2 corresponde a la viga con dimensiones $0.25 \times 0.50 \text{ m}^2$. En ambos casos la discretización de las capas se verifica según una división de 20 capas en la dirección z local (altura de la sección) y una división en la dirección y local (base de la sección).

En cuanto a las discretizaciones para las secciones de acero, tenemos para la columna un tipo con dos capas de acero de 0.000603 m^2 ubicados a excentricidades de $+0.15 \text{ m.}$ y -0.15 m. y una capa de acero de 0.000402 m^2 a excentricidad 0.00 m. en la dirección z local. El segundo tipo de sección para acero corresponde a la viga, con dos discretizaciones de 0.00126 m^2 ubicados a excentricidades $+0.20 \text{ m.}$ y -0.20 m. en la dirección z local.

En la Figura A2.1 se puede observar la disposición de la discretización longitudinal y seccional de los elementos estructurales.

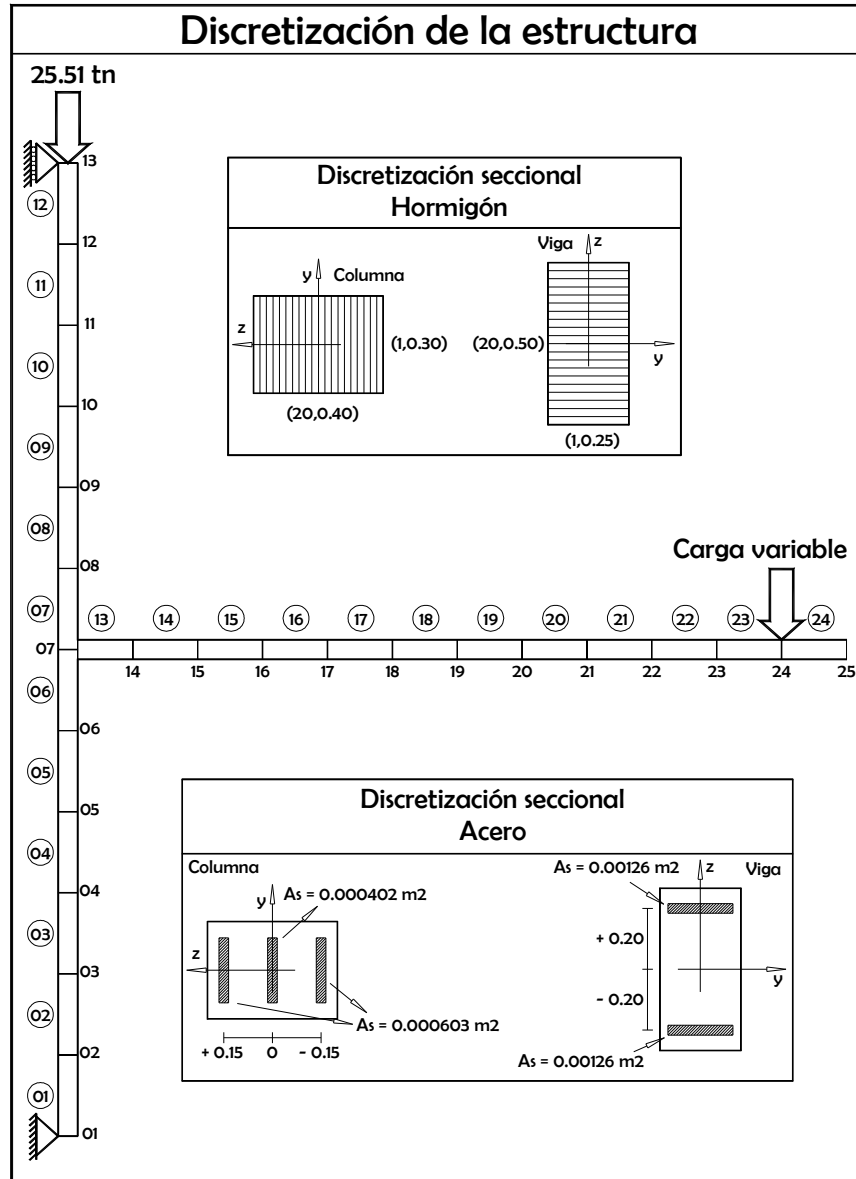


Figura A2.1 : Discretización para el programa CONS.

A2.1.2.- Hormigón.

El hormigón está sometido a un estado uniaxial de tensiones normales. La ecuación constitutiva adoptada para el hormigón comprende 11 estados diferentes, los cuales se indican en la Figura A2.2. En estos estados se determina la tensión del hormigón a partir de la deformación mecánica y el módulo de deformación del material en el instante que se analiza. Se considera que ha fisurado si la tensión de tracción excede su resistencia a tracción en ese instante (no se tiene en cuenta la contribución del hormigón traccionado entre fisuras) y plastifica cuando su deformación mecánica

excede la correspondiente a su resistencia máxima a compresión, comenzando una rama de ablandamiento.

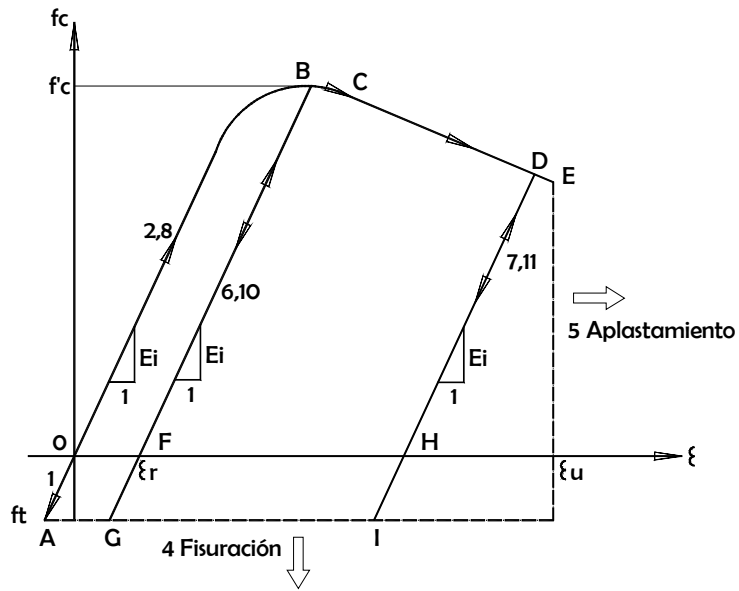


Figura A2.2 : Ecuación constitutiva asumida por el modelo para el hormigón.

La resistencia característica del hormigón utilizado se determinó sobre probetas cilíndricas normalizadas a los 28 días de edad, resultando $f'_c = 22 \text{ MPa}$ (2247.44 t / m^2), valor finalmente introducido en el archivo de datos.

A2.1.3.- Acero.

El comportamiento del acero se basa en un diagrama bilineal simétrico con respecto al origen, con descarga, tal como se muestra en la figura. Los valores utilizados son los siguientes:

Tipo de Acero	Módulo elástico Inicial (Ton/m^2)	Módulo elástico segunda rama (Ton/m^2)	Límite Elástico (Ton/m^2)	Deformación Última
ADN Tipo III	20500000	1330000	43000	0.1

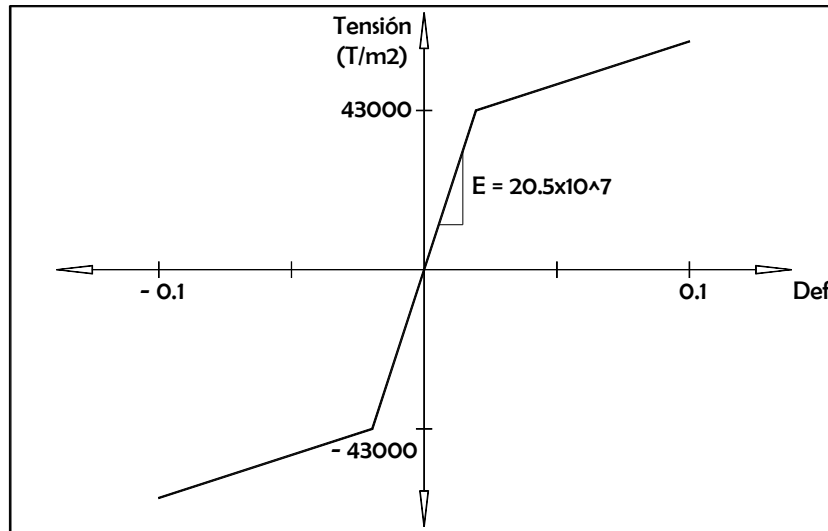


Figura A2.3 : Comportamiento del acero.

A2.1.4.- Resultados obtenidos.

Los resultados obtenidos mediante el modelo teórico del programa CONS reproducen en gran medida los resultados experimentales que se disponen. El acercamiento de los datos obtenidos por el modelo matemático, con relación al modelo físico, presenta siempre dificultades en la zona de grandes desplazamientos y en situaciones de grandes daños de la estructura, es decir en la finalización de los ensayos.

En los siguientes párrafos se especifican los puntos más importantes que se relacionan con los resultados obtenidos. Estos análisis están todos referidos a los desplazamientos verticales del punto extremo de la viga. Se considera fundamental la evaluación de los resultados obtenidos en función a esa variable de desplazamiento, ya que en ella se manifiesta todo el comportamiento de la unión, ya sea hablando en términos de piezas estructurales (viga, columna) como en la condición de apoyos y sujeción de la estructura.

En la figura A2.4 se puede observar la evolución del desplazamiento en el nodo 25 con relación a la carga actuante. Se indican tanto los desplazamientos obtenidos experimentalmente como los obtenidos por el modelo analítico, y se pone en evidencia el acercamiento existente en ambos.

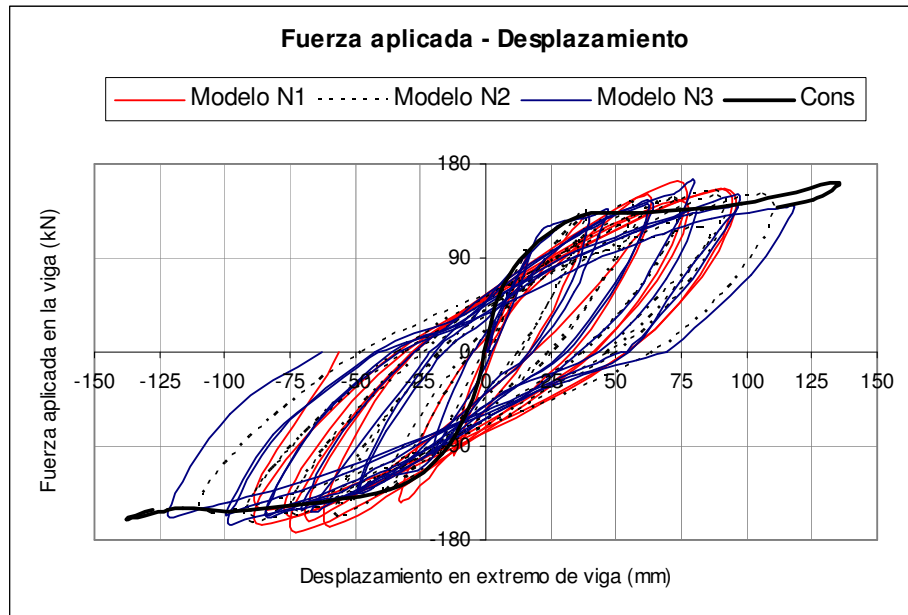


Figura A2.4 : Comparativa de resultados analítico y experimental N1, N2, N3.

La siguiente gráfica nos indica la relación existente entre la carga aplicada y el desplazamiento en el extremo de la viga. Se muestran en la gráfica tanto los desplazamientos obtenidos experimentalmente en el modelo N3 como los obtenidos en el modelo CONS. Además de observarse la similitud de comportamiento de ambos modelos se puede apreciar el comportamiento marcadamente no lineal del sistema.

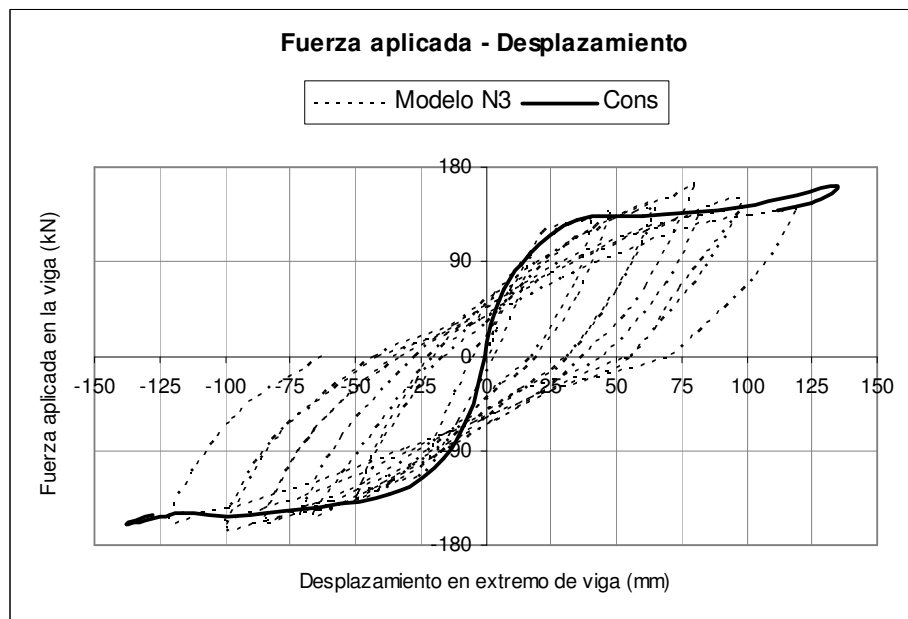


Figura A2.5 : Curvas de comportamiento analítico y experimental Modelo N3.

La siguiente gráfica nos muestra las curvas de comportamiento obtenidos con los dos modelos analíticos, reducidos al desplazamiento de la cabeza de la columna, tanto con el programa Perform 3D como con el programa CONS. Se puede notar la similitud del comportamiento de la respuesta de la estructura calculados por ambos programas.

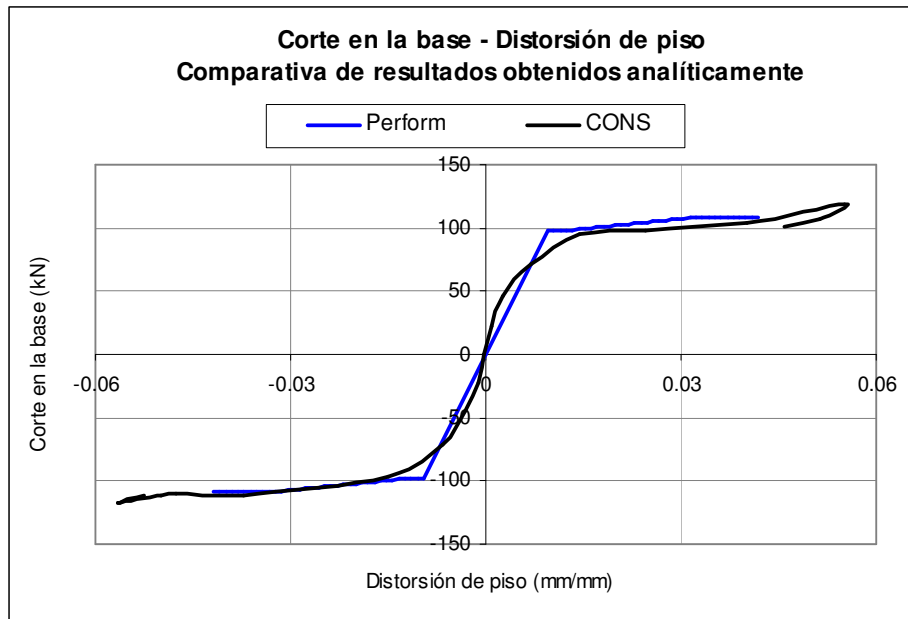


Figura A2.6 : Curvas de comportamiento analítico programas Perform 3D y CONS.

BIBLIOGRAFÍA

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA.

- [1] TOWSEN, W. H. y HANSON, R.D. (1977). Reinforced Concrete Connection Hysteresis Loops. ACI Publication SP53-13. Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, 351-70.
- [2] UZUMERI, S.M. (1977). Strength and Ductility of Cast-in-place Beam – Column Joints. ACI Publication SP 53-12. Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, 293-350.
- [3] PAULAY, T. y SCARPAS, A. (1981). The Behavior of Exterior Beam – Column Joints. Bull. Of de New Zealand National Society for Earthquake Engineering 14(3): 131-44.
- [4] KUROSE, Y. (1987). Recent Studies on Reinforced Concrete Beam Column Joints in Japan. PMFSEL Report No. 87-8. Austin, Texas: Departament of Civil Engineering, University of Texas at Austin.
- [5] PANTAZAPALOU, S.J. y BONACCI, J.F. (1994). On Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Frame Connections. Canadian Journal of Civil Engineering 21:307-28.
- [6] TSONOS A.G., TEGOS, I. A. y PENELIS, G. G. (1995). Influence of Axial Force Variations on the Seismic Behavior of Exterior Beam-Column Joints. European Earthquake Engineering 3:51-63.
- [7] EHSANI, M. R. y WIGHT J. K. (1985). Exterior Reinforced Concrete Beam to Column Connections Subjected to Earthquake Type Loading. ACI Journal 492-9.
- [8] DURRANI, A. J. y ZERBE, H. E. (1987). Seismic Resistance of R/C Exterior Connections with Floor Slab. Journal of Structural Engineering 113(8): 1850-64.
- [9] KAKU, T. y ASAKUSA, H. (1991). Bond and Anchorage of Bars in Reinforced Concrete Beam-Column Joints. ACI SP-123, Design of Beam-Column for Seismic Resistance, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Detroit, MI., 401-423.
- [10] PANTAZAPALOU, S.J. y BONACCI, J.F. (1992). Consideration of Questions about Beam-Column Joints. ACI Structural Journal, 89 (1), 27-36.
- [11] PARK, R. (1997). A Static Force-Based Procedure for the Seismic Assessment of Existing Reinforced Concrete Moment Resisting Frames. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 30 (3), 213-216.

[12] CLYDE, C., PANTELIDES, C., REAVELEY, L., (2000). Performance-Based Evaluation of Exterior Reinforced Concrete Building for Seismic. University of Utah, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

[13] HAKUTO, S., PARK, R. y TANAKA, H., (2000). Seismic Load Test on Interior and Exterior Beam-Column Joints with Substandard Reinforcing Details. ACI Journal, 97(1), 11-25.

[14] CASELLAS, J. J., (1993). Comportamiento Inelástico de Uniones Exteriores de Hormigón Armado Sismorresistente. Tesis Magíster en Ingeniería Estructural, Instituto de Estructuras "Arturo M. Guzmán", Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, Universidad Nacional de Tucumán.

[15] PUIG, H., BARLEK, J., GALÍNDEZ, E., DANESI, R., (2002). Comportamiento de Uniones Externas de Pórticos sin Armadura Transversal. Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural - Universidade de Brasilia (UnB), Brasilia (DF), Brasil.

[16] REGLAMENTO ARGENTINO PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES. – INPRES – CIRSOC 103 – Parte II Construcciones de Hormigón Armado. Año 2005.

[17] PARK, R. y PAULAY, T., (1975). Reinforced Concrete Structures. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand - John Wiley & Sons Publication.

[18] PAULAY, T. y PRIESTLEY, M., (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand; Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, USA - John Wiley & Sons Publication.

[19] PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATIONS OF BUILDINGS (2000) – Federal Emergency Management Agency – FEMA 356.

[20] USER GUIDE PERFORM 3D, (2006) – Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures – CSI Computers and Structures Inc.

[21] ELEMENTS DESCRIPTIONS RAM PERFORM 3D, (2000). Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures – RAM International L.L.C.

[22] GALÍNDEZ, E., ESPECHE, A., (2002). Diseño Sísmico por Capacidad de Pórticos de Hormigón Armado. Universidad Nacional de Tucumán.

[23] KASUKI, T., TAKAMICHI, M. y NOBUAKI, S., (2004). 3-D Finite Element Cyclic Analysis of RC Beam/Column Joint Using Special Bond Model. Proceedings, 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canadá.

[24] ELMORSI, M., KIANOUSH, M. R. Y TSO, W. K. (2000). Modeling Bond-Slip Deformations in Reinforced Concrete Beam-Column Joints. Canadian Journal of Civil Engineering. 27(3) p. 490-505.

[25] KASHIWAZAKI, T. y NOGUCHI, H., (1997). FEM Analysis on the Effects of Joint Lateral Reinforcement on the Shear Strength of RC Interior Beam-Column Joints. Transaction of the Japan Concrete Institute. 19: p. 287-294.

[26] LOWES, L. N. y ALTOONTASH, A., (2003). Modeling Reinforced Concrete Beam-Column Joints Subjected to Cycling Loading. Journal of Structural Engineering 129 (12): p 1686-1697.

[27] PAMPANIN, S., MAGENES, G. y CARR, A., (2003). Modeling of the Shear Hinge Mechanism in Poorly Detailed RC Beam Column Joints. FIB Symposium "Concrete Structures in Seismic Regions", Atenas, Grecia.

[28] KRAWINKLER, H., (1978). Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Frames. Engineering Journal, v15, n3. American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois.

[29] MARÍ BERNAT, A. R. Análisis no lineal en el tiempo de estructuras de hormigón estructural construidas evolutivamente - Universitat Politècnica de Catalunya, Departament d'Enginyeria de la Construcció, Barcelona, España.

[30] PÉREZ, GUSTAVO, (2008) Curso Temas Especiales de Hormigón Armado y Pretensado – Instituto de Estructuras "Arturo M. Guzmán", Universidad Nacional de Tucumán, Carrera de Postgrado Maestría en Ingeniería Estructural – 2008.

MATERIALES CONSULTADOS.

[31] PERFORMANCE-BASED EVALUATION OF RC BEAM-COLUMN BUILDING JOINTS, (2000) Peer Center News, Pacific Earthquake Engineering Research Center – University of California, Berkeley.

[32] PANTELIDES, C., HANSEN, J., NADAULD, J., REAVELEY, L., (2002) Assessment of Reinforced Concrete Building Exterior Joints with Substandard Details - University of Utah – Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

[33] PAGNI, C. y LOWES, L., (2004). Predicting Earthquake Damage in Older Reinforced Concrete Beam-Column Joints. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

[34] SISNIEGAS ALVA, G. M. y HOMCE DE CRESCE, A. L., (2005). Determinação da Capacidade Resistente de Nós de Pórticos Externos de Concreto Armado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Nacional de São Paulo, Brasil.

[35] LLOPIZ, C., (2001). Comportamiento, Resistencia y Deformación de Elementos de Hormigón Armado Sometidos a Flexión – Cátedra Hormigón Armado I, Capítulo 3, Primera Parte. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina

[36] AGUIAR FALCONI, R., (2005) Análisis de Puntos Notables del Diagrama Momento Curvatura y Niveles de Daño en Vigas - Revista Sigma, Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha, Ecuador.

[37] ELWOOD, K. J. y EBERHARD, M. O., (2006). Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns. Research Digest No. 2006-1, Publication of the Pacific Earthquake Engineering Research Center.

[38] SEZEN, H. y ALEMDAR, F., (2002). Evaluation of FEMA 356 Models for Reinforced Concrete Columns and Beam-Column Joints. Department of Civil and Environmental Engineering and Geodetic Science, The Ohio State University.

[39] SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS, (1996) – Applied Technology Council (ATC 40) – Proposition 122 Seismic Retrofit Practices Improvement Program.

[40] LIU, C., (2006) Seismic Behaviour of Beam Column Joint Subassemblies Reinforced with Steel Fibres. Department of Civil Engineering, University of Canterbury – Christchurch, New Zealand.

PROGRAMAS INFORMÁTICOS UTILIZADOS.

[P1] PERFORM 3D. Programa Informático de Análisis no Lineal de Estructuras. CSI.

[P2] SECTION BUILDER. Programa Informático de Definición de Propiedades. CSI.

[P3] CSI COL. Programa Informático de Definición de Propiedades y Diseño de Secciones Estructurales. CSI.

[P4] PROGRAMA CONS. Análisis no lineal en el tiempo de estructuras de hormigón estructural construidas evolutivamente – A. MARÍ. Universitat Politècnica de Catalunya, Departament d'Enginyeria de la Construcció, Barcelona, España.