

Tema 10

DISEÑO Y DETALLADO DE MIEMBROS Y CONEXIONES EN EDIFICACIONES

ARNALDO GUTIERREZ

10.1. ALCANCE

Uno de los logros de la Norma COVENIN-MINDUR 1756-82 “Edificaciones Antisísmicas” vigente, ha sido el vincular el análisis estructural con el diseño y la construcción de las edificaciones mediante los llamados Niveles de Diseño, conjunto de disposiciones normativas asociadas a un determinado factor de ductilidad y aplicables a miembros y conexiones del sistema resistente a sismos. La discusión sobre las implicaciones desde el punto de vista de la seguridad estructural y los costos asociados se han tratado e ilustrado extensamente en la Ref. [10.1]

Los nuevos terremotos han demostrado que la vía para mitigar los daños y pérdidas de vida en los terremotos es un buen detallado y una mejor inspección y mantenimiento de las estructuras. Los procedimientos para el diseño y detallado sismorresistente están disponibles en los manuales publicados en el país [Refs. 10.2 a 10.6], por lo que este trabajo se concentra en los aspectos conceptuales que ayudan a la correcta aplicación de las disposiciones normativas. Por razones de espacio nos limitaremos a los pórticos de concreto armado y acero estructural; también porque todavía no existen normas para otros materiales, como por ejemplo la mampostería estructural.

10.2. CONCEPTOS FUNDAMENTALES

La Norma para “Edificaciones Antisísmicas” vigente acepta en forma explícita que la estructura en general y sus miembros en particular pueden tener incursiones importantes en el dominio inelástico de la respuesta bajo la acción de los movimientos sísmicos de la severidad prescritos, por lo que para el diseño de los miembros y sus conexiones así como para la evaluación de la seguridad global de la estructura, se deben seguir criterios congruentes con el nivel de respuesta supuesto al asignar un determinado Nivel de Diseño, ND. En el Nivel de Diseño ND3 se admite que las conexiones de los miembros aporticados pueden exceder unas seis veces la rotación cedente.

El Nivel de Diseño 3, ND3, asegura una adecuada secuencia de rótulas plásticas para permitir una gran disipación de energía. Este Nivel de Diseño requiere del cumplimiento de requisitos de diseño y detallado muy estrictos para que la estructura sea capaz de soportar sismos muy severos.

El Nivel de Diseño 2, ND2, permite a la estructura incursiones en el dominio de la respuesta inelástica sin que presente fallas de tipo frágil. La experiencia ha demostrado que cuidando los detalles propios de este Nivel, las edificaciones están en capacidad de resistir las acciones de diseño de la Norma Sísmica. La selección entre los Niveles ND3 y el ND2, en aquellas zonas sísmicas donde la Norma lo permite, está dictado por las condiciones técnicas y económicas de la obra.

El Nivel de Diseño 1, ND1, está asociado a grandes fuerzas de diseño en el dominio elástico de la respuesta. Las disposiciones normativas para este Nivel están concebidas para diseño bajo cargas estáticas y por lo tanto no contemplan incursiones significativas de cedencia bajo cargas reversibles. Sin embargo, hay un pequeño margen para la respuesta inelástica en la eventualidad de un sismo en las zonas consideradas de menor riesgo.

Para que una estructura sea capaz de soportar oscilaciones repetidas en el dominio inelástico de su respuesta sin una degradación apreciable de su resistencia, deberá diseñarse, detallarse, construirse y mantenerse de manera de cumplir con los siguientes objetivos generales:

1. Incrementar su capacidad de deformación mediante el confinamiento del concreto o el arriostramiento lateral y/o la colocación de rigidizadores en los miembros de acero en aquellas zonas donde sea deseable o previsible la formación de rótulas plásticas.

2. Evitar fallas frágiles tales como:

- a. La rotura por corte y/o torsión antes que por sollicitaciones normales.

- b. Pérdida total o degradación considerable de la adherencia, anclajes y empalmes de las armaduras en las estructuras de concreto o estructuras mixtas acero-concreto, o de las conexiones y conectores de corte en las estructuras de acero.

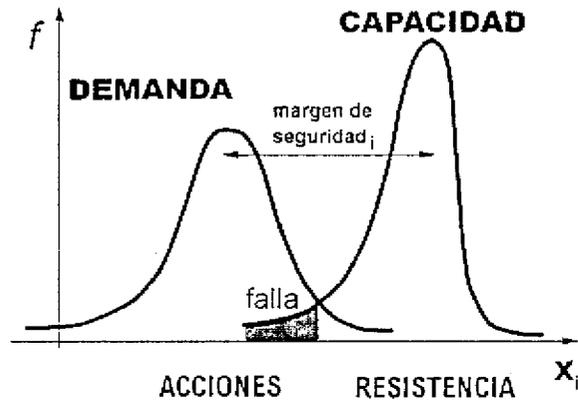
- c. Pandeo de las barras longitudinales que constituyen la armadura del concreto armado o el pandeo local de las alas de los perfiles de acero estructural.

3. Minimizar las desviaciones tanto de los resultados del análisis como de las propiedades y comportamiento de los materiales.

Estos objetivos se alcanzan a través del cumplimiento de los requisitos especificados para cada Tipo de estructura y cada tipo de miembro o componente estructural. Es oportuno llamar la atención sobre los peligros que encierra el excesivo automatismo en el proyecto estructural, como bien lo han señalado notables consultores [Refs. 10.7 y 10.8]. El enfoque de diseño miembro a miembro está en contradicción con la actual estrategia de análisis y diseño sísmico (véase la Figura 10.1):

DEMANDA de	\leq	CAPACIDAD de
Rigidez		Rigidez
Resistencia		Resistencia
Estabilidad		Estabilidad
Capacidad de absorción y disipación de energía.		Capacidad de absorción y disipación de energía.

Figura 10.1



EL CONCEPTO DEL PROYECTO SISMORRESISTENTE COINCIDE CON EL CONCEPTO DE DISEÑO POR EL MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES [Refs. 10.9 Y 10.10]

La práctica de la Ingeniería no está desligada de la vida, y así como el hombre contemporáneo siente nostalgia y necesidad de volver a esa unidad primordial, de salir del caos del conocimiento disgregado y disgregante para ir a una visión integradora, así mismo se hace impostergable que nuestras Escuelas de Ingeniería retomen el enfoque sistémico de los problemas. Muy acertadamente la Ref. [10.11] plantea la jerarquización de los requisitos normativos para que el proyectista. Cada vez más las normas dejan de ser recetarios de cocina para ser un cuerpo de criterios. En este orden de pensamiento podemos enunciar entonces las siguientes pautas de verificación de los proyectos de edificaciones en zonas sísmicas, comunes a estructuras de concreto armado, acero estructural o estructuras mixtas acero - concreto:

1. Presencia de al menos dos sistemas resistentes ortogonales.

El terremoto de 1967, entre otros, ha demostrado lo peligroso de esta práctica incorrecta. Esta condición podría ser absoluta para rechazar o aceptar una obra [Ref. 10.11].

2. Regularidades favorables en planta y elevación.

Deben evitarse los cambios bruscos de rigideces, lección repetida terremoto tras terremoto y todavía no asimilada.

3. Los sistemas de pisos y techos deben contar con diafragmas con la suficiente rigidez y resistencia para distribuir eficazmente las acciones sísmicas inerciales entre los diferentes miembros del sistema resistente a sismos.

4. Selección del Nivel de Diseño y ser consecuentes en la aplicación de sus requisitos.

Es sumamente peligroso analizar la estructura con un factor de modificación de respuesta correspondiente a un determinado Nivel de Diseño y luego incumplirlo en el diseño o diseñarla según los requisitos de otro Nivel de Diseño [Ref. 10.1].

5. Especificar y controlar los materiales para evitar desviaciones de las hipótesis de análisis y diseño. En la Ref. [10 15] se trata el problema de la sobrerresistencia de los aceros en estructuras de acero.

6. Identificación y diferenciación entre la demanda sobre la estructura y sus capacidades sismorresistentes, especialmente en las columnas y arriostramientos.

Las zonas potenciales de formación de rótulas plásticas deben quedar claramente definidas. Las zonas potenciales de falla frágil o aquellos componentes que no disipen la energía en forma estable se protegerán de manera que su resistencia exceda la demanda originada por la sobrerresistencia de las rótulas plásticas. Estas regiones se diseñarán para que permanezcan elásticas independientemente de la intensidad del movimiento del terreno o la magnitud de las deformaciones inelásticas.

7. Confinamiento del concreto armado en los miembros de concreto armado o miembros mixtos acero - concreto. El arriostramiento y/o rigidización de los miembros y conexiones de acero estructural

Los requisitos de confinamiento del concreto y los de arriostramiento y/o rigidización son más críticos en la medida que las cargas de compresión son mayores [Refs. 10.7 y 10.12]

Se revisarán las separaciones mínimas y máximas del acero transversal de refuerzo, y las de los rigidizadores y/o arriostramientos, según sea el caso

Las columnas cortas, también denominadas columnas cautivas, además de confinarse, deberán incorporarse en el modelo del sistema estructural.

8. Anclaje correcto de las barras de refuerzo longitudinal en los nodos. Igual cuidado requieren los solapes de las barras de refuerzo de concreto armado, así como los empalmes de los miembros de acero estructural.

Especial atención merecen los empalmes o solapes en los pisos más bajos de la edificación. Los cambios de sección o empalmes en las columnas no deben coincidir con los niveles donde el gráfico de la deriva de pisos tenga sus máximos valores, porque precisamente es en estos niveles donde se está absorbiendo mayor energía [Ref. 10.7]

9. Las conexiones de momento deben ser redundantes.

Esta ha sido una de las lecciones aprendidas en el terremoto de Northridge [Ref. 10.15]

10. El sistema de fundación debe detallarse con el mismo Nivel de Diseño de la superestructura

11. Verificar la resistencia relativa de las vigas y las columnas a fin de garantizar el mecanismo de vigas débiles y columnas fuertes.

Este requisito se debe cumplir tanto en estructuras de concreto como de acero.

12. Ser generosos en las dimensiones de los miembros portantes, en especial con las columnas o muros, con lo que consecuentemente obtendremos nodos holgados y más fáciles de construir.

La base estadística de los edificios construidos antes del terremoto de 1967 y que resultaron posteriormente dañados o colapsados, presentaban un índice n_v mayor de 0.27. El valor recomendado para columnas de concreto armado es de dos tercios del valor de la falla balanceada [Ref. 10.7 y 10.12], es decir, $n_v = 0.20$.

Para columnas de concreto armado:

$$n_v = \frac{\text{Peso del edificio} / \text{Área portante}}{f'_c} \quad (10.1)$$

13. Cumplir con los valores límites normativos referentes a:

Proporciones de los miembros y secciones (relación altura/ancho; ancho/espesor).

Cuantías de acero y verificación de la armabilidad de las secciones de concreto o acero - concreto.

Diámetros y separaciones máximas y mínimas de las armaduras.

Relaciones de esbeltez de los miembros comprimidos.

Espesor y longitudes de soldadura.

Disposición y separación de los pernos de alta resistencia entre sí y con relación a los bordes de las planchas o elementos que unen.

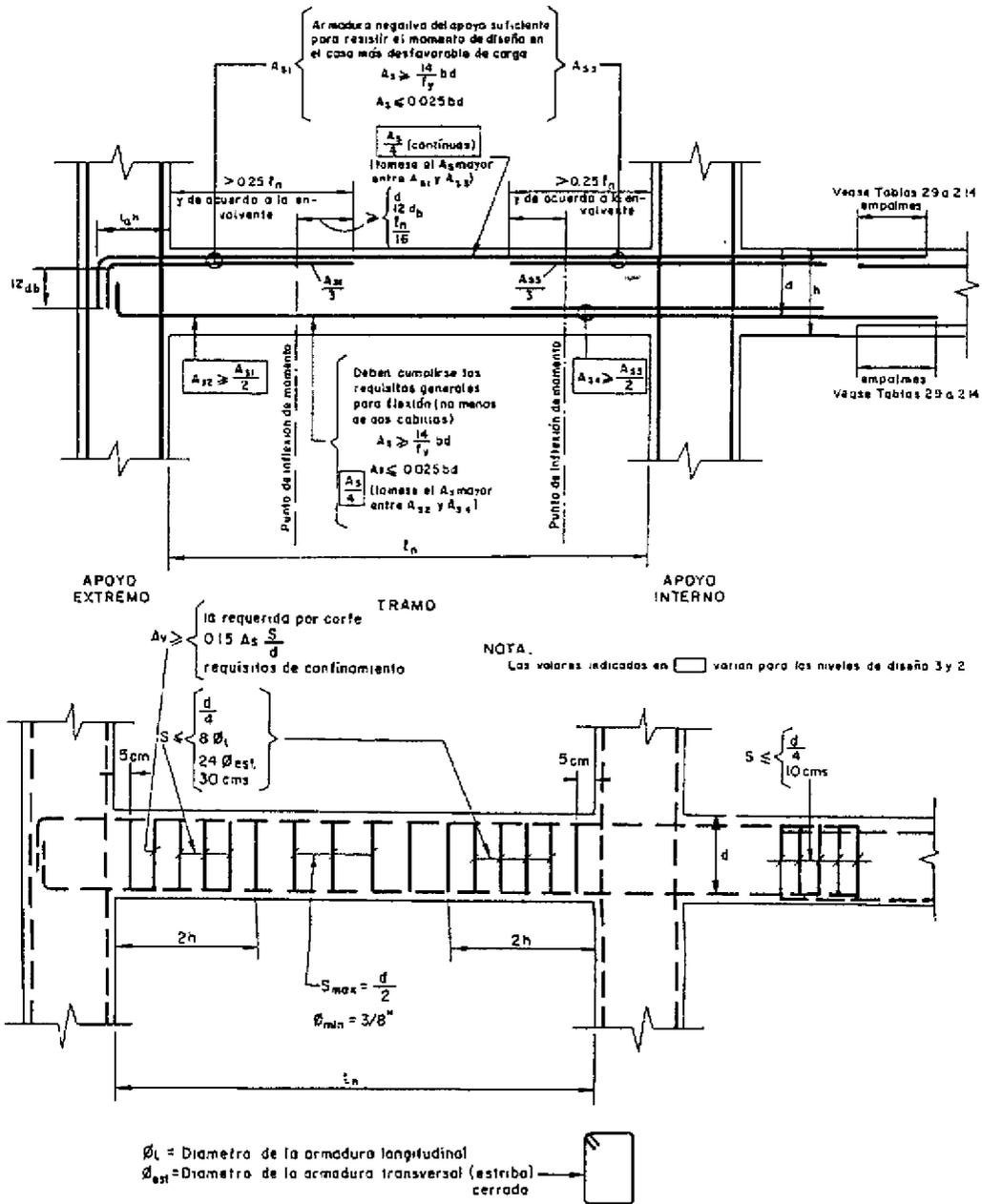
14. Diseño del sistema no resistente a sismos

Se considerarán todos los componentes estructurales o no estructurales que durante la acción sísmica puedan afectar la respuesta de la estructura o el desempeño de sus miembros. También las consecuencias de la falla de miembros o componentes que se consideren que no forman parte del sistema principal de resistencia sísmica.

10.3. ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

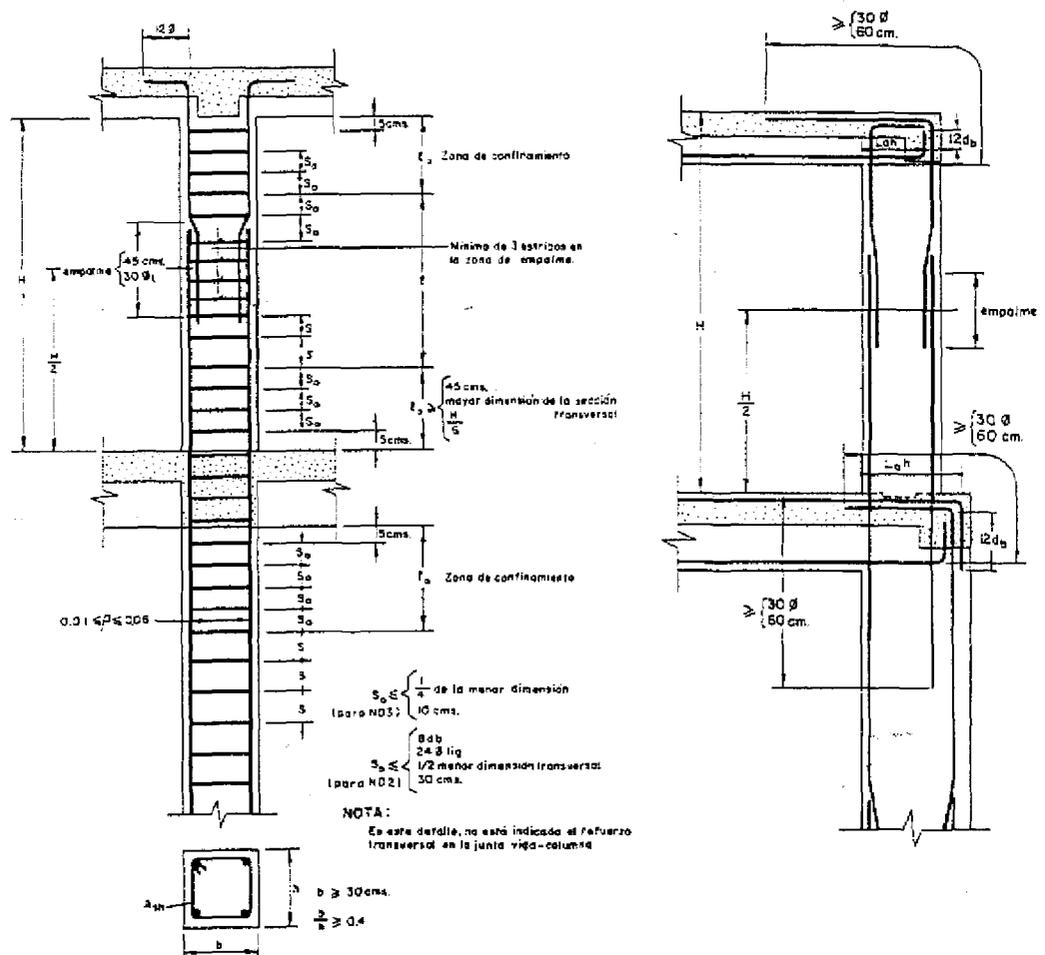
La norma "Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño" COVENIN - MINDUR 1753-85 es básicamente una adaptación del Código ACI 318-83. En particular el Capítulo 18 reordenó y, en algunos casos, amplió o modificó las prescripciones contenidas en el Apéndice A del ACI, entre las cuales destacan las que se mencionan a continuación. En las Figuras 10.2 y 10.3 se resumen los requisitos sismorresistentes para las vigas y columnas con Niveles de Diseño ND3 y ND2.

Figura 10.2



REQUISITOS DE DISEÑO PARA VIGAS SEGÚN LOS NIVELES DE DISEÑO ND2 Y ND3 (REF. 10.2)

Figura 10.3



REQUISITOS DE DISEÑO PARA COLUMNAS SEGÚN LOS NIVELES DE DISEÑO ND2 Y ND3 (REF. 10.2)

RESISTENCIA REQUERIDA

Las acciones sísmicas especificadas en la Norma COVENIN - MINDUR 1756-8 están asociadas a los estados límites de agotamiento resistente, por lo que no es necesario mayorar los efectos sísmicos S en las hipótesis de solicitaciones o combinaciones de cargas. En el Nivel de Diseño ND2 se permite la opción de calcular la fuerza cortante con $1.5 S$. El factor de 1.5 se ha obtenido al redondear por exceso el resultado de dividir el valor de 2.0 del Apéndice A del ACI entre 1.4, como una forma de poder asociarlo a los estados de agotamiento resistente.

MATERIALES

Para asegurar una elevada confiabilidad sobre las fallas de tipo frágil se tomará en cuenta la probabilidad de que se produzcan desviaciones desfavorables de las características resistentes de los materiales que controlan el comportamiento del concreto armado. Se recomienda a los proyectistas que además de indicar en los planos y especificaciones de las obras el Nivel de Diseño y las resistencias nominales, señalar las desviaciones de estos valores, tal como se exige en las Normas COVENIN - MINDUR 2002-88 "Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones" y 2000-92 "Sector Construcción. Mediciones y Codificación de Partidas para Estudios, Proyectos y Construcción. Parte II A. Edificaciones".

GEOMETRÍA DE LAS SECCIONES

Se incorporaron algunas limitaciones geométricas contempladas en la edición de 1983 del "Model Code for Seismic Design of Concrete Structures" del Comité Euro-Internacional del Concreto, CEB.

FUERZA CORTANTE EN COLUMNAS

El método de diseño propuesto tiene su fundamento en una revisión del Apéndice A del ACI a partir de documentos del CEB y de la escuela neozelandesa [Ref . 10.13]

JUNTAS VIGA - COLUMNA

En el correspondiente Comentario del Articulado se incluyeron expresiones y figuras tomadas del CEB, debido a que fue la primera vez que estos requisitos fueron exigidos por el ACI.

MUROS ESTRUCTURALES

Se incorporó una Sección referente a los dinteles siguiendo la propuesta de la Portland Cement Association, PCA, coincidente en líneas generales con las del Código Modelo del CEB.

10.4.- ESTRUCTURAS DE ACERO

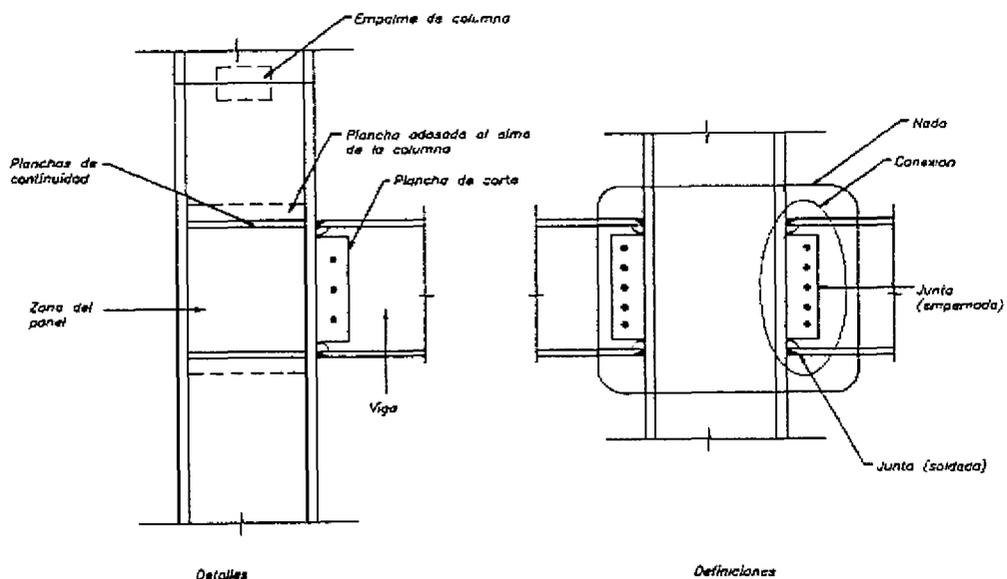
La Comisión Permanente de Normas para Estructuras de Edificaciones del MINDUR decidió sustituir la Norma "Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto, Fabricación y Construcción" COVENIN - MINDUR 1618- 82 por una nueva versión basada en el Método de los Estados Límites, según los Factores de Carga y Resistencia, AISC-LRFD 1993, del Instituto Americano de la Construcción en Acero, AISC, por lo que sería sumamente extenso tratar de pre-

sentar el contenido de esta nueva norma.. Por otra parte, el comportamiento de las estructuras de acero durante los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995) han obligado a modificar radicalmente los criterios de diseño contenidos en la norma AISC "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" [Refs. 10.14 y 10.15]. Por estos motivos, el alcance de este tema se ha restringido al estado actual del diseño de las conexiones de momento en pórticos de acero no arriostrados .

CONEXIONES DE MOMENTO

Las razones por las que después del terremoto de Northridge se invalidaron en los Estados Unidos los procedimientos normativos de diseño de las conexiones de momento usando soldadura de penetración completa en la unión de las alas de la viga a las alas de las columnas, obedecen a que en este tipo de conexión no hubo evidencias de rótulas plásticas en las vigas o cedencia en la zona del panel viga-columna, como era de esperarse en un comportamiento dúctil. Ver Figura 10.4. Mientras el comité conocido como SAC, integrado por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California, SEAOC, el Instituto de Tecnología Aplicada, ATC, y las Universidades de California para la Investigación en Ingeniería Sismorresistente, CUREE , establece los nuevos criterios de diseño y las prácticas constructivas tanto en taller como en obra, durante un proyecto de investigación iniciado en Octubre 1995 y que culminará en Octubre 1998, el Instituto de la Construcción de Acero, AISC, sustituyó el Artículo 8.2.c de la Ref. 10.14, por el siguiente texto:

Figura 10.4



ELEMENTOS DE UNA CONEXIÓN DE MOMENTO, SEGÚN DETALLADO ANTERIOR AL TERREMOTO DE NORTHRIDGE 1994

RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN

Las conexiones soldados o empernadas con pernos de alta resistencia demostrarán mediante resultados de ensayos cíclicos aprobados o mediante análisis, su capacidad de mantener la rotación inelástica y de satisfacer la resistencia requerida, considerando la sobrerresistencia del acero y el endurecimiento por deformación.

RESISTENCIA REQUERIDA

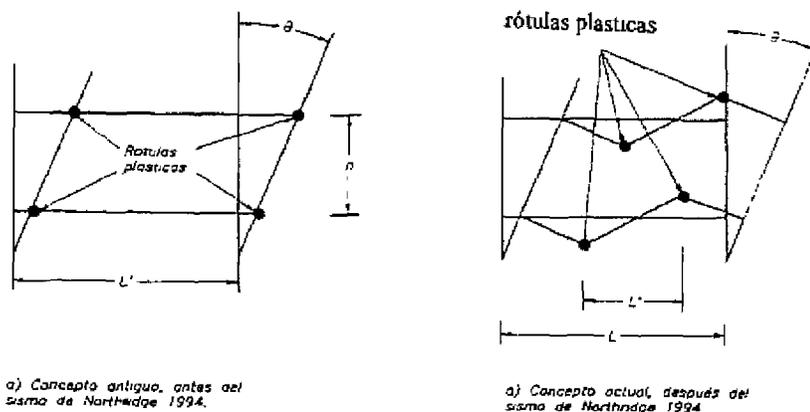
La resistencia requerida a flexión, M_u , de cada unión viga a columna será el menor valor entre:

1. El momento plástico a flexión de la viga, M_p
2. El momento obtenido a partir de la resistencia nominal a corte de la zona del panel, V_u

Para la ejecución de las reparaciones y reforzamientos de las conexiones existentes, así como para los ensayos exigidos para las conexiones de las construcciones nuevas, el SAC ha normalizado protocolos o guías para hacerlos y certificarlos. Igualmente se exige que para que los procedimientos analíticos sean válidos, éstos deberán estar referidos a conexiones que hayan sido ensayadas previamente, sea para un proyecto en particular o debidamente documentadas pública o comercialmente. Para que la emulación de las conexiones ensayadas mediante procedimientos analíticos sea válida, las vigas deben ser de la misma altura, con relaciones ancho/espesor comparables, con niveles de tensiones similares y con las debidas consideraciones metalúrgicas, de soldadura y del efecto de escala.

Cualquiera que sea la modalidad de la conexión de momento, los nuevos criterios exigen que la formación de la rótula plástica esté alejada de la cara de la columna, como se puede observar en la Figura 10.5. Con el desplazamiento de la rótula plástica de la cara de la columna, se incrementa la demanda flexional sobre las columnas. Se deberá tener especial cuidado de no crear inadvertidamente columnas débiles al reforzar localmente las conexiones.

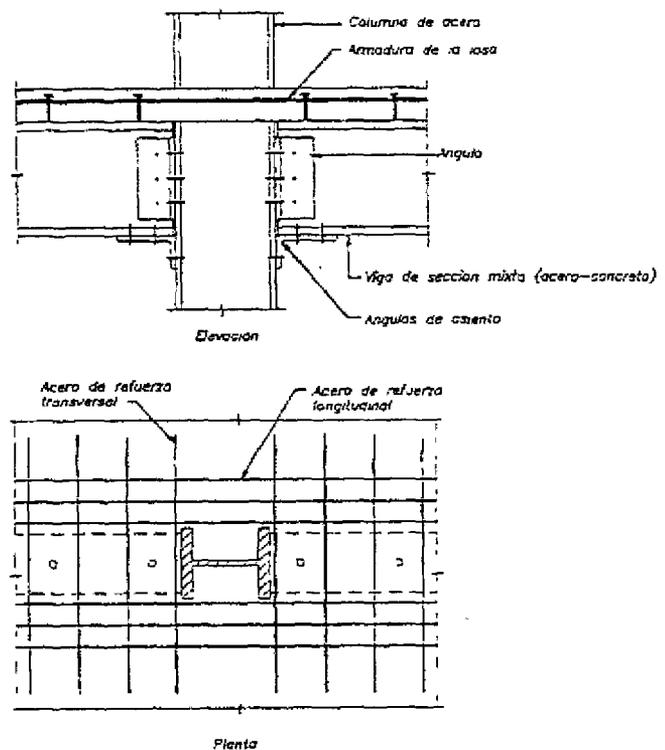
Figura 10.5



LOCALIZACIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS

El AISC espera que estas modificaciones en la normativa del diseño en acero sean efectivas para prevenir las fracturas frágiles de las conexiones, pero no para prevenir el daño estructural que pueda ocurrir. La formación de rótulas plásticas dentro de los tramos de las vigas no es un efecto totalmente benigno, ya que las vigas presentarán pandeo y deformaciones cedentes que deben ser reparadas, y el costo de tales reparaciones puede ser comparable al costo de las reparaciones de las conexiones dañadas durante el terremoto de Northridge. La diferencia fundamental con respecto a la normativa y prácticas pre-Northridge es el de haber logrado una mejora significativa en la protección a la vida y que las estructuras que experimenten las deformaciones previstas en los códigos sísmicos, puedan continuar siendo ocupadas confiablemente mientras se hacen las reparaciones. Pero cuando tal tipo de daños sea inaceptable para una edificación dada, el ingeniero estructural deberá considerar métodos alternativos para reducir las deformaciones plásticas bajo las acciones de terremotos fuertes, tales como sistemas de arriostramientos, incrementar la redundancia del sistema estructural, colocación de sistemas de disipación de energía, y otras modificaciones similares. Alternativamente a las conexiones de momento, existe una fuerte orientación hacia el uso de conexiones semirrígidas en estructuras mixtas acero - concreto, como la mostrada en la Figura 10.6, en donde la resistencia flexional de la conexión la suministran las barras de refuerzo dentro de la losa de concreto y el ángulo de asiento de la viga metálica [Ref. 10.16].

Figura 10.6



**DETALLE DE PÓRTICO
MIXTO ACERO - CONCRETO
CON CONEXIÓN SEMIRRÍGIDA.
Ref. 10.16]**

En la norma sísmica AISC [Ref. 10.14] se clasifican los pórticos resistentes a momentos en dos categorías: Pórticos ordinarios, OMRF, correspondiente a estructuras Tipo I con Nivel de Diseño ND2 en la propuesta de actualización de la Norma COVENIN - MINDUR 1756-82, y pórticos especiales, SMRF, equivalentes a estructuras Tipo 1 con Nivel de Diseño ND3. Debido a que las fuerzas sísmicas son mayores en los pórticos ordinarios (Nivel de Diseño ND2) y por ello se espera una menor demanda inelástica, no se aplican los siguientes requisitos que sí deben cumplir los pórticos especiales (Nivel de Diseño ND3):

1. Relaciones ancho/espesor de las alas
2. Verificación de la condición de columnas fuertes y vigas débiles.
3. Resistencia de la zona del panel de la conexión viga a columna en la columna.
4. Planchas de continuidad.
5. Arriostramiento lateral de la conexión viga-columna
6. Arriostramiento lateral de los tramos de vigas, entre sus apoyos.

Es muy probable que en las futuras ediciones de los códigos norteamericanos, se rebajen los valores del factor de modificación de respuesta, R , para los pórticos ordinarios :

Para enfrentar el problema de las conexiones de momento en las construcciones nuevas se han propuesto las siguientes soluciones:

1. Reforzamiento de la conexión mediante:
 - Planchas de cubierta en las alas
 - Cartelas en ambas alas
 - Planchas de conexión laterales
 - Conexiones de momento pre-ensambladas en taller ("árbol de navidad")
2. Debilitamiento de las vigas en zonas adyacentes a la conexión
 - Reducción de la sección de las alas ("hueso de perro")
 - Perforando las alas

3. Un híbrido de las dos anteriores

Debilitando la viga a la vez que se refuerza la conexión.

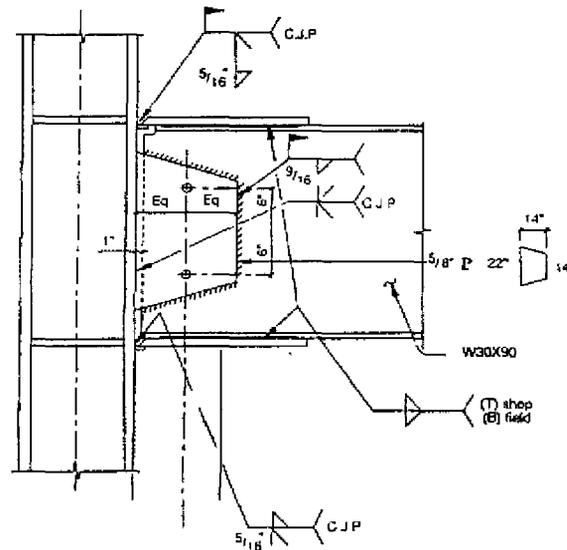
La Figura 10.7 muestra una conexión reforzada con planchas en sus alas. En ella se aprecia una notable diferencia entre los tamaños de la viga y la columna, explicable por la costumbre norteamericana de usar para las columnas aceros de mayor resistencia que el de las vigas.

Para el diseño de conexiones de momento reforzadas con planchas de cubierta en ambas alas se seguirán los siguientes pasos:

1. Localización de las rótulas plásticas

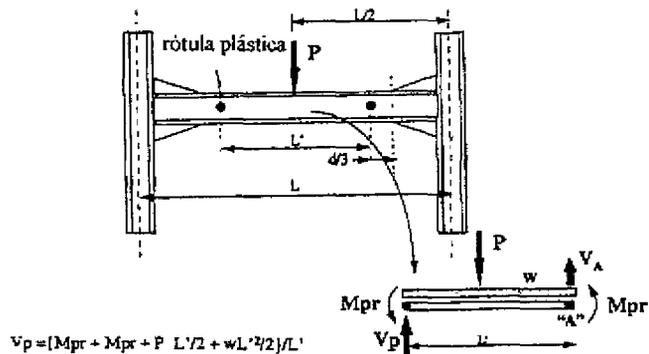
A menos que los ensayos indiquen otros valores, se supondrá que la rótula plástica ocurrirá a una distancia igual a $1/3$ de la altura de la viga, medida a partir del borde del reforzamiento o del inicio de la reducción de la sección de la viga, tal como se muestra en la Figura 10.8

Figura 10.7



CONEXIÓN DE MOMENTO REFORZADA CON PLANCHA DISEÑADA POR FORRELL/ ELSESSER PARA EL LAWRENCE BERKELEY NATIONAL LABORATORY EN CALIFORNIA

Figura 10.8



EJEMPLO DE CÁLCULO DE LA FUERZA CORTANTE EN LAS RÓTULAS PLÁSTICAS

2.Cálculo del momento plástico probable en las rótulas plásticas

$$M_{pr} = \beta M_p = \beta Z_x F_y \tag{10.2}$$

$\beta =$ es un factor que toma en cuenta la desviación de los valores nominales de cedencia, F_y , el endurecimiento por deformación, y las incertidumbres propias del modelo. Igual a 1.0 cuando el diseño se basa en resultados experimentales bajo cargas cíclicas;

$\beta = 1.4$ para todos los otros casos.

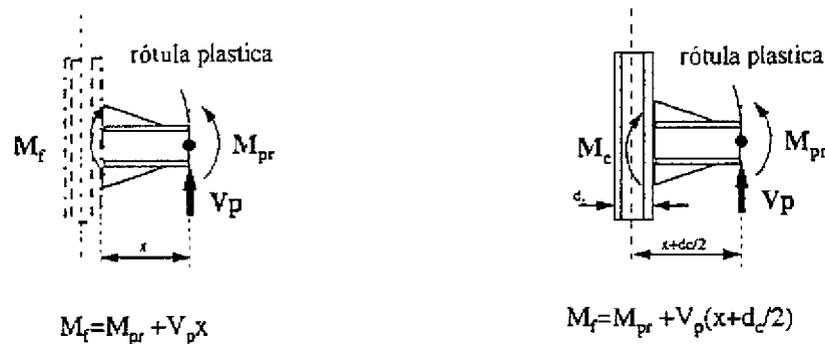
3. Cálculo de la fuerza cortante en la rótulas plásticas

Se calcularán las fuerzas cortantes de los correspondientes diagramas de cuerpo libre, como se muestra en la Figura 10.8. Cuando el valor de $2M_{pr}/L'$ sea menor que el corte debido a las cargas verticales ($P/2+wL'/2$, en el ejemplo mostrado), se relocalizará la rótula plástica y L' se ajustará convenientemente

4. Determinar la resistencia en cada sección crítica

Cada configuración tiene sus propias secciones críticas. En general se calcularán los momentos en el eje baricéntrico de la columna y en la cara de las mismas, tal como se muestra en la Figura 10.9. El momento en la cara de la columna, M_r , se usará en la verificación del cortante en la zona del panel, y el momento en el centro de la columna, M_c , en la verificación de la resistencia relativa de vigas y columnas.

FIGURA 10.9



CÁLCULO DE LA DEMANDA EN LAS SECCIONES CRÍTICAS

5. Verificación de la resistencia relativa de vigas y columnas

Para que se cumpla la hipótesis de columnas fuertes y vigas débiles, se deberá cumplir con la siguiente expresión:

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} N_{uc} / A)}{\sum M_c} > 1.0 \quad (10.3)$$

donde:

Z_c : es el módulo de sección plástico de la columna;

F_{yc} : es la tensión cedente mínima especificada para la columna;

N_{uc} : es la fuerza axial en la columna;

A : es el área de la sección transversal de la columna,

M_c es el momento calculado en el eje baricéntrico de la columna.

6. Verificación de la zona del panel viga - columna

En la zona del panel se verificará que $\phi V_n \geq V_u$, con:

$$V_n = 0,55 \phi_v F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (10.4)$$

$$V_u = (0.81 M_f / d_b) - V_{col} \quad (10.5)$$

$$V_{col} = \sum M_f / h$$

donde

$$\phi_v = 0.75,$$

t_p = Espesor total de la zona de panel que incluye planchas adosadas;

d_c = Altura total de la sección transversal de la columna;

b_{cf} = Ancho del ala de la columna;

t_{cf} = Espesor del ala de la columna;

d_b = Altura total de la viga;

F_y = Resistencia especificada, a la cedencia, del acero en la zona de panel;

h = altura de la columna.

7. Planchas de continuidad

En todos los casos se suministrarán planchas de continuidad y su espesor será al menos igual al espesor del ala de las vigas, sin incluir las planchas de cubierta, o la mitad del espesor efectivo de las alas (alas más planchas de cubierta).

La soldadura de las planchas de continuidad a la columna deberá desarrollar la resistencia de las planchas de continuidad.

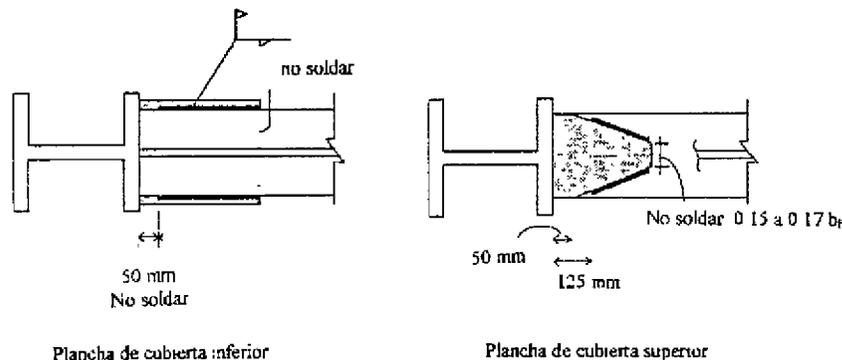
8. Conexión del alma de la viga a las alas de la columna

No existen directrices específicas para el diseño por corte en este tipo de conexiones de momento. La modificación de la norma AISC eliminó también las soldaduras suplementarias en las conexiones a corte del alma de las vigas por considerarlas contraproducentes. La demanda de fuerza cortante a considerar en el diseño de la conexión en el alma de la viga se obtendrá del diagrama de cuerpo libre.

9. Detallado de la conexión

En la Figura 10.10 se muestra el detallado de las planchas de refuerzo y sus soldaduras.

Figura 10.10



DETALLADO DE LA SOLDADURA EN LAS PLANCHAS DE CUBIERTA

REFERENCIAS

- 10.1 Grases, J. (1987) Concreto Armado en Zonas Sísmicas. Ediciones SIDETUR. Caracas, 251 págs.
- 10.2 Arnal, H. y Epelboim, S. (1984). Manual para el Proyecto de Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Ministerio del Desarrollo Urbano, MINDUR. Caracas.
- 10.3 Marín, J. y Guell, A. (1991) Manual para el Cálculo de Columnas de Concreto Armado 2da. Impresión. MINDUR, 222 págs.
- 10.4. Grases, J., López, O. A. y Hernández, J. J. (1987) Edificaciones Sismorresistentes. Manual de Aplicación de las Normas. Fundación Juan José Aguerrevere. Colegio de Ingenieros de Venezuela. Caracas, 269 págs.
- 10.5. Arnal, H. y Barboza, E. O. (1992). Diseño Antisísmico de Edificios. Editorial Texto. 322 págs.
- 10.6. Gutiérrez, A. y Beyer, E. (1993). Manual de Perfiles L (Angulares) Ediciones SIDETUR. Caracas 19, págs.
- 10.7. Paparoni, M. (1991) Dimensionamiento de Edificios Altos de Concreto Armado. Ediciones SIDETUR. Caracas, 204 págs.
- 10.8. Mark Cohen, J. (1994) The Northridge warning. Has 3-D design been lost? Civil Engineering, pág. 6 American Society of Civil Engineering.
- 10.9. Marín, J. (1996). Nueva Norma COVENIN - MINDUR para el Proyecto de Estructuras de Acero por Estados Límites. Conferencia magistral en el Seminario 'Estructuras Metálicas con Perfiles Livianos'. SIDETUR. Caracas, 35 págs.
- 10.10. Gutiérrez, A. (1997) Manual de Estructuras de Acero Vol. I. Productora de Perfiles PROPERCA C.A., En Impresión. Caracas.
- 10.11. Paparoni, M. (1993). Responsabilidades que se adquieren al modificar una estructura existente. Primeras Jornadas Andinas de Ingeniero Estructural y VIII Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismorresistente. Mérida, Vol II, págs. E42-E50.
- 10.12. Paparoni, M. (1983). Predimensionamiento de estructuras altas de concreto armado. Boletín IMME No. 72-73, págs. 101-164.
- 10.13. Gutiérrez, A. (1985). Prescripciones de la Norma COVENIN - MINDUR 1753-85 para el Diseño de Elementos de Concreto Armado en Edificaciones Antisísmicas. Taller sobre Normativa y Seguridad de las Construcciones en Zonas Sísmicas. IMME -UCV, Caracas, págs. 315-327.
- 10.14. American Institute of Steel Construction. (1992) Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. AISC. Chicago. AISC, 62 págs.
- 10.15. Gutiérrez, A. (1995). El diseño sismorresistente de estructuras de acero después de los terremotos de Northridge (1994) y Hyogo-Ken Nambu (Kobe, 1995). 2do. Seminario de Ingeniería Sísmica UNIMET-FUNVISIS. Caracas, 27 págs.
- 10.16. León, R., Hoffman, J. J. and Staeger, T. (1996) Partially Restrained Composite Connections. AISC, Steel Design Guide Series No. 8. Chicago, 59 págs.