UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRES BELLO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TESIS
IC 2001
F3
V.1

DISEÑO Y DETALLADO DE CONEXIONES PARA EDIFICACIONES DE ACERO ESTRUCTURAL

REALIZADO POR Faúndes Pool, Paulina

PROFESOR GUIA Ing. Arnaldo Gutiérrez

FECHA 18 de Enero de 2002

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRES BELLO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO Y DETALLADO DE CONEXIONES PARA EDIFICACIONES DE ACERO ESTRUCTURAL

Este Jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado su contenido con el resultado: Veinte Puntos

JURADO EXAMINADOR

Firma: Firma: Firma:

Nombre: Nombre: Nombre: José Manuel Velásquez

REALIZADO POR	Faúndes Pool, Paulina
PROFESOR GUIA	Ing. Arnaldo Gutiérrez
FECHA	18 de Enero de 2002

AGRADECIMIENTOS

Al Ing. Arnaldo Gutiérrez por la ayuda en la elección del tema, dirigir éste Trabajo Especial de Grado y proporcionar el material necesario para la búsqueda de información.

Al Ing. José Manuel Velásquez por su valiosa colaboración y buena disposición para aclarar dudas.

A la Arquitecto Nelaris Cordoliani por su tiempo, colaboración e interés en éste trabajo.

Al Ing. Eduardo Salazar por su ayuda, su paciencia y su valioso tiempo.

ÍNDICE GENERAL

	Página
Notación	i
Sinopsis	1
Introducción	2
CAPÍTULO 1	
Procedimiento general para el diseño de conexiones empernadas	4
CAPÍTULO 2	
Resistencia de diseño de los pernos	6
CAPÍTULO 3	
Cargas excéntricas en grupos de pernos	9
3.1 Excentricidad en el plano de la superficie de falla	9
3.1.1 Método de centro instantáneo de rotación	9
3.1.2 Método elástico	12
3.2 Excentricidad normal al plano de la superficie de falla	14
3.2.1 Caso I: Eje neutro no está en el centro de gravedad	15
3.2.2 Caso II: eje neutro está en el centro de gravedad	17
CAPÍTULO 4	
Procedimiento general para el diseño de soldaduras	18
CAPÍTULO 5	
Resistencia de diseño de las soldaduras	19
CAPÍTULO 6	
Cargas excéntricas en grupos de soldaduras	20
6.1 Excentricidad en el plano de la superficie de falla	20
6.1.1 Método de centro instantáneo de rotación	20
6.1.2 Método elástico	22
6.2 Excentricidad normal al plano de la superficie de falla	24
CAPÍTULO 7	
Elementos de conexión	25
7.1 Resistencia de diseño de los elementos de conexión	25
7.2 Miembros con destaje	27
7.2.1 Cedencia por flexión	27

7.2.2 Pandeo local del alma 28
7.2.3 Pandeo lateral torsional 31

CAPÍTULO 8
Conexiones típicas 32

CAPÍTULO 9
Conexiones de corte simple 34

9.1 Conexiones con ángulos dobles 35
9.1.1 Verificaciones del diseño 35
9.1.2 Conexiones con ángulos dobles totalmente empernados 36
9.1.3 Conexiones con ángulos dobles totalmente soldados 37
9.2 Conexiones con plancha extrema de corte 38
9.2.1 Verificaciones del diseño 38
9.2.2 Conexión con plancha extrema de corte empernada / soldada 39
9.3 Conexiones con asiento no rigidizado 39
9.3.1 Verificaciones del diseño 40
9.3.2 Conexiones con asiento no rigidizado totalmente empernado 40
9.3.3 Conexiones con no rigidizado totalmente soldado 41
9.4 Conexiones con asiento rigidizado 42
9.4.1 Verificaciones del diseño 42
9.4.2 Conexiones con asiento rigidizado totalmente empernado 44
9.4.3 Conexiones con rigidizado empernado / soldado 44
9.5 Conexiones con plancha simple 45
9.5.1 Verificaciones del diseño 45
9.5.2 Conexiones con plancha simple 47
9.6 Conexiones con ángulo simple 47
9.6.1 Verificaciones del diseño 48
9.6.2 Conexiones ángulo simple totalmente empernado 48
9.6.3 Conexiones ángulo simple empernado / soldado 49

CAPÍTULO 10
Conexiones de momento totalmente restringidas

10.1 Calificación de conexiones 50
10.2 Diseño básico aproximado 50
10.2.1 Configuración de la estructura 50
10.2.2 Configuración de la conexión 51
10.2.3 Determinación de la localización de la rótula plástica 51
10.2.4 Determinación del momento plástico probable en la rótula plástica 52
10.2.5 Determinación del corte en la rótula plástica 53
10.2.6 Determinación de las demandas de resistencia en cada sección crítica 53

10.2.7 Momento cedente 54
10.3 Requisitos generales 55
10.3.1 Metal soldado compatible y mejorado 55
10.3.2 Dureza del metal de soldadura 55
10.3.3 Respaldos para soldar, planchas de extensión y otros detalles 56
10.3.4 Agujeros de acceso a la soldadura 56
10.3.5 Planchas de continuidad 57
10.3.6 Resistencia en la zona del panel 57
10.3.7 Resistencia de vigas y columnas 59
10.4 Conexiones precalificadas 59
10.4.1 Conexión empernada al alma con alas soldadas no reforzadas 61
10.4.1.1 Procedimiento de diseño 61
10.4.2 Conexión con planchas soldadas a las alas 62
10.4.2.1 Procedimiento de diseño 62
10.4.3 Conexión con plancha extrema empernada no rigidizada 63
10.4.3.1 Procedimiento de diseño 64
10.4.4 Conexión con plancha extrema empernada rigidizada 66
10.4.4.1 Procedimiento de diseño 67

CAPÍTULO 11
Control y aseguramiento de la calidad 70

11.1 Definiciones 70
11.1.1 Control de calidad 70
11.1.2 Aseguramiento de la calidad 70
11.2 Planificación 70
11.2.1 Plan de control de calidad 70
11.2.2 Plan de aseguramiento de calidad 71
11.3 El acero estructural 71
11.4 Las soldaduras 71
11.5 Los pernos 72

Conclusiones 73

Recomendaciones 74

Bibliografia 75

Anexos
A. Conexiones presentes en la escultura
B. Ejemplos de conexiones de corte simple
C. Conexiones precalificadas resistentes a sismos
D. Ejemplos de conexiones precalificadas sismorresistentes

ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS

TABLAS

		Página
2-1	Estados Límites de Resistencia Aplicables a Pernos en Conexiones tipo Aplastamiento y Deslizamiento Crítico	6
2-2	Fórmulas para el Cálculo de la Resistencia de Diseño de los Pernos	7
2-3	Factor de Minoración de la Resistencia Teórica para el Deslizamiento Crítico en función del tipo de agujero	8
2-4	Coeficiente Medio de Deslizamiento para Superficies Clases A, B y C	8
7-1	Cálculo de la Resistencia de Diseño para los elementos de conexión	25
9-1	Estados Límites de Resistencia Aplicables para la viga soportada	41
9-2	Excentricidad sobre los Pernos en Conexiones con Plancha Simple	46
10-1	Requisitos para Conexiones Sismorresistentes Precalificadas	60
A-1	Descripción de las Conexiones de la Escultura	A-1
B-1	Conexión con Ángulos Dobles Totalmente Empernados	B-4
B-2	Conexión con Ángulos Dobles Totalmente Soldados	B-7
B-3	Conexión con Plancha Extrema de Corte	B-11
B-4	Conexión con Asiento No Rigidizado Totalmente Empernado	B-14
B-5	Conexión con Asiento No Rigidizado Totalmente Soldado	B-17
B-6	Conexión con Asiento Rigidizado Totalmente Empernado	B-20
B-7	Conexión con Asiento Rigidizado Empernado / Soldado	B-23
B-8	Conexión con Plancha Simple	B-26
B-9	Conexión con Ángulo Simple Totalmente Empernado	B-29
B-10	Conexión con Ángulo Simple Empernado / Soldado	B-32
C-1	Conexión Precalificada Empernada al Alma con Alas Soldadas No Reforzadas	C-1
C-2	Conexión Precalificada con Planchas Soldadas a las Alas	C-3
C-3	Conexión Precalificada con Plancha Extrema Empernada No Rigidizada	C-5

C-4 Conexión Precalificada con Plancha Extrema Empernada Rigidizada C-7
D-1 Conexión Empernada al Alma con Alas Soldadas No Reforzada D-3
D-2 Conexión con Planchas Soldadas a las Alas D-7
D-3 Conexión con Plancha Extrema Empernada No Rigidizada D-11
D-4 Conexión con Plancha Extrema Empernada Rigidizada D-15

FIGURAS

		Página
3-1	Relación carga-deformación para un perno	10
3-2	Método del Centro Instantáneo de Rotación en Grupos de Pernos	11
3-3	Método Elástico en Grupos de Pernos	13
3-4	Pernos sometidos a excentricidad normal al plano de la superficie de falla	15
3-5	Caso I - Eje Neutro (EN) no está en el Centro de Gravedad (CG)	16
3-6	Caso II - Eje Neutro (EN) está en el Centro de Gravedad (CG)	17
6-1	Método del Centro Instantáneo de Rotación en Grupos de Soldaduras	21
6-2	Método Elástico en Grupos de Soldaduras	23
6-3	Soldaduras sometidas a excentricidad normal al plano de la superficie de falla	24
7-1	Rotura en el Bloque de Corte en Vigas con Destaje	26
7-2	Rotura en el Bloque de Corte en extremos de miembros en tracción	27
7-3	Pandeo Local del Alma en vigas con destaje en el ala superior solamente	30
7-4	Pandeo Local del Alma en vigas con destaje en ambas alas	30
8-1	Isometría NW	33
9-1	Ilustración de una Conexión de Corte Simple	34
9-2	Comportamiento de las Conexiones de Corte Simple	35
10-1	Comportamiento Inelástico de Estructuras con Rótulas Plásticas	51
10-2	Localización de la Formación de la Rótula Plástica	52
10-3	Ejemplo del Cálculo del Corte en la Rótula Plástica	53
10-4	Cálculo de las Demandas en las Secciones Críticas	54
10-5	Detalle Recomendado para Agujeros de Acceso a la Soldadura	56
10-6	Planchas de Continuidad y Planchas Adosadas Típicas	58
10-7	Geometría de Conexiones con Plancha Extrema No Rigidizada	65
10-8	Geometría de Conexiones con Plancha Extrema Rigidizada	68

A-1 Isometría NE A-3
A-2 Isometría SE A-4
A-3 Isometría SW A-5
A-4 Planta Nivel 0019 mm A-6
A-5 Planta Nivel 1200 mm A-7
A-6 Planta Nivel 2480 mm A-8
A-7 Cara Oeste A-9
A-8 Cara Norte A-10
A-9 Cara Este A-11
A-10 Cara Sur A-12
A-11 Conexión TR viga - ala de columna A-13
A-12 Conexión PR viga - viga centrada con ángulos dobles A-14
A-13 Conexión PR viga - viga a igual altura con ángulos dobles A-15
A-14 Conexión TR viga - alma de columna empernada A-16
A-15 Conexión PR viga - viga con plancha extrema de corte A-17
A-16 Conexión PR viga - viga con plancha simple A-18
A-17 Conexión PR viga - ala de columna con plancha extrema de momento A-19
A-18 Conexión PR viga - viga con ángulos dobles A-20
A-19 Conexión TR viga - alma de columna soldada A-21
A-20 Rigidizadores de alma de vigas A-22
A-21 Conexión PR viga - viga con ángulo simple A-23
A-22 Conexión PR viga - viga con ángulo simple A-24
A-23 Conexión PR viga - columna con asiento no rigidizado A-25
A-24 Conexión PR viga - viga no ortogonal A-26
A-25 Conexión PR viga - alma de columna con asiento no rigidizado A-27
A-26 Conexión PR viga - viga con ángulos dobles A-28
A-27 Tensor A-29
A-28 Cercha con pares de perfiles L dispuestos en TL A-30
A-29 Conexión PR viga - alma de columna con ángulos dobles A-31

A-30 Fijación PR de correa A-32
A-31 Empalme TR empernado de vigas A-33
A-32 Empalme TR de columnas A-34
A-33a Plancha base TR de columna A-35
A-33b Plancha base TR de columna A-36
B-1 Disposición de los pernos en el Ejemplo B-1 ..... B-2
B-2 Conexión del Ejemplo B-1 ..... B-6
B-3 Disposición de los pernos en el Ejemplo B-3 ..... B-9
B-4 Disposición de los pernos en el Ejemplo B-4 ..... B-13
B-5 Conexión del Ejemplo B-5 ..... B-16
B-6 Disposición de los pernos en el Ejemplo B-6 ..... B-19
B-7 Conexión del Ejemplo B-7 ..... B-22
B-8 Disposición de los pernos en el Ejemplo B-8 ..... B-25
B-9 Disposición de los pernos en el Ejemplo B-9 ..... B-28
B-10 Disposición de los pernos en el Ejemplo B-10 ..... B-31
C-1 Conexión TR empernada al alma con alas soldadas no reforzadas C-2
C-2 Conexión TR con planchas soldadas a las alas C-4
C-3 Conexión TR con plancha extrema empernada no rigidizada C-6
C-4 Conexión TR con plancha extrema empernada rigidizada C-8
D-1 Detalle de la conexión del Ejemplo D-1 ..... D-2
D-2 Detalle de la conexión del Ejemplo D-2 ..... D-5
D-3 Disposición de los pernos en el Ejemplo D-3 ..... D-9
D-4 Detalle de la conexión del Ejemplo D-3 ..... D-10
D-5 Disposición de los pernos en el Ejemplo D-4 ..... D-13
D-6 Detalle de la conexión del Ejemplo D-4 ..... D-14

NOTACIÓN

A_b	Área del perno correspondiente a su diámetro nominal.
A_{BM}	Área de la sección transversal del material base.
A_f	Área total del ala.
A_g	Área total.
A_{gt}	Área total traccionada.
A_{gv}	Área total sometida a corte.
A_n	Área neta.
A_{nt}	Área neta a tracción.
A_{nv}	Área neta a corte.
A_w	Área de la sección transversal efectiva de la soldadura.
	Área del alma.
C_{pr}	Factor que toma en cuenta la resistencia de la conexión en el momento máximo, que incluye el endurecimiento por deformación, las restricciones locales, esfuerzos adicionales, y otras condiciones de la conexión.
E	Módulo de elasticidad del acero.
F_{BM}	Resistencia teórica del material base a ser soldado.
F_{EXX}	Resistencia mínima especificada para el metal de aporte de la soldadura.
F_t	Tensión teórica de tracción calculada de las fórmulas dadas en la Tabla 22.8 (COVENIN-MINDUR 1618-98).
F_{tt}	Tensión teórica de tracción normal para el tipo de perno o parte roscada dada en la Tabla 22.6 (COVENIN-MINDUR 1618-98).
F_{tv}	Tensión teórica de corte para el tipo de perno o parte roscada dada en la Tabla 22.6 (COVENIN-MINDUR 1618-98)
F_u	Resistencia mínima de agotamiento en tracción especificada para el tipo de acero utilizado.
F_w	Resistencia teórica de la soldadura aportada por el electrodo.
F_v	Tensión teórica a corte en conexiones de deslizamiento crítico, dada en la Tabla 22.9 (COVENIN-MINDUR 1618-98).

F_y	Tensión cedente mínima especificada para el tipo de acero utilizado.
F_{yb}	Tensión cedente mínima especificada para el tipo de acero de una viga.
F_{ybf}	Tensión cedente mínima del acero del ala de la viga.
F_{ye}	Tensión cedente mínima especificada del tipo de acero de una columna.
F_{ycf}	Tensión cedente mínima del acero del ala de la columna.
F_{yp}	Tensión cedente mínima del acero de la plancha.
F_{yst}	Tensión de cedencia mínima especificada para el acero del rigidizador.
F_{yw}	Tensión de cedencia mínima especificada para el acero del alma.
I_p	Momento polar de inercia.
I_x	Momento de inercia combinado del grupo de pernos y el bloque de compresión alrededor del eje neutro.
L	Longitud de la soldadura.
L_e	Distancia libre entre los bordes de agujeros adyacentes o entre el agujero y el borde del perfil o plancha, medido en la dirección de la línea de acción de la solicitación.
L_{eh}	Distancia horizontal al borde.
L_{ev}	Distancia vertical al borde.
M_{pr}	Momento plástico probable de rótula plástica.
M_{yf}	Momento en la cara de la columna al comienzo de la formación de la rótula plástica.
N	Longitud de contacto.
N_u	Solicitación mayorada de tracción o compresión normal.
P	Carga concentrada.
R_{ult}	Fuerza cortante del perno en la falla.
R_y	Relación entre la tensión cedente esperada, F_{ye}, y la tensión cedente mínima especificada, F_y, para el acero utilizado, obtenido de la Tabla 5.2 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98.
R_{yb}	Relación entre la tensión cedente esperada del material de la viga y la tensión cedente mínima especificada.

R_{yc}	Relación entre la tensión cedente esperada del material de la columna y la tensión cedente mínima especificada.
S_b	Módulo elástico de la sección de la viga en la zona de la rótula plástica.
S_{net}	Módulo elástico de la sección neta.
T_b	Pretensión mínima especificada para pernos de alta resistencia, dada en la Tabla 22.7 (COVENIN-MINDUR 1618-98).
T_{sb}	Tracción de servicio.
T_{ub}	Fuerza de tracción mayorada.
V_f	Corte máximo en la cara de la columna.
V_g	Corte en la cara de la columna debido a las cargas de gravedad mayoradas.
V_p	Corte en la rótula plástica.
V_u	Fuerza cortante mayorada.
W	Ancho del asiento.
W_{eff}	Ancho efectivo del bloque de compresión.
Z_{be}	Módulo plástico efectivo de la sección de la viga en la rótula plástica.
Z_e	Módulo plástico efectivo de la sección (o conexión) en el sitio de la rótula plástica.
a	Distancia entre la línea de pernos y la línea de la soldadura.
b_{bf}	Ancho del ala de la viga.
b_f	Ancho del ala de la cartela.
	Ancho del ala.
b_p	Ancho de la plancha del ala en la cara de la columna.
c	Distancia desde el CG al centro del perno más alejado del CG.
	Distancia desde el CG al punto de soldadura más alejado del CG.
c_x	Componente horizontal de la distancia diagonal c.
c_y	Componente vertical de la distancia diagonal c.
d	Diámetro nominal de un perno o barra roscada.
	Altura del bloque de compresión.

	Altura total de un miembro.
d_b	Altura de una viga.
d_c	Altura mayor entre la altura del destaje superior d_{ct} y la altura del destaje inferior d_{cb}.
	Altura de una columna.
d_m	Brazo del momento entre la fuerza de tracción y la fuerza de compresión resultante.
e	Base de logaritmos naturales.
	Excentricidad de la carga en una conexión.
e_b	Excentricidad sobre los pernos en conexiones con plancha simple.
f	Factor de ajuste del modelo de pandeo de plancha.
h	Altura promedio entre los pisos que están arriba y debajo de la zona de panel.
h_o	Reducción de la altura de la viga = d - d_c.
k	Coeficiente de pandeo de plancha.
	Distancia desde la cara exterior del ala al borde del filete del alma de un perfil laminado o la distancia equivalente en una sección soldada.
k_1	Distancia entre el eje central del alma de la columna y el borde del filete del ala.
n′	Número de pernos encima del eje neutro.
n_b	Número de pernos.
n_s	Número de planos de corte o de deslizamiento.
p_f	Distancia desde el centro del perno a la superficie más cercana del ala en tracción.
r	Distancia del CI al perno.
	Distancia del CI al centroide del segmento de soldadura.
$r_{máx}$	Distancia al perno más alejado.
r_o	Distancia del centro instantáneo al centroide de una conexión de cortante excéntrica.
s	Separación longitudinal entre pernos sucesivos (paso).

s_h	Localización de la rótula plástica.
t	Espesor.
	Espesor de la zona de panel.
t_f	Menor espesor entre el ala de la cartela y el ala del apoyo.
	Espesor del ala.
t_{fb}	Espesor del ala de la viga.
t_{cf}	Espesor del ala de la columna.
t_p	Espesor de la plancha.
t_{plb}	Espesor de la plancha del ala inferior.
t_{plt}	Espesor de la plancha del ala superior
t_w	Espesor del alma.
t_{wc}	Espesor del alma de la columna.
w	Ancho de una plancha; distancia entre soldaduras.
	Tamaño del filete de soldadura
x	Distancia horizontal del centro instantáneo al perno
y	Distancia vertical del centro instantáneo al perno.
	Distancia de la línea X-X al CG del grupo de pernos encima del eje neutro
$\Delta_{máx}$	Deformación del perno más alejado bajo la carga última = 0.34 (determinada experimentalmente)
ΣA_b	Suma de las áreas de todos los pernos encima del eje neutro.
λ	Coeficiente de regresión = 0.55
μ	Valor medio del coeficiente de fricción de una superficie.
	Coeficiente de regresión = 10
ϕ	Factor de minoración de la resistencia teórica.
ν	Coeficiente de Poisson = 0.3
θ	Ángulo que la fuerza resistente forma con el eje del segmento de la soldadura.

SINOPSIS

El presente trabajo tiene como finalidad el desarrollo de metodologías de diseño estructural y detallado para conexiones de estructuras de edificaciones en acero, siendo estudiadas algunas de las principales conexiones presentes en la escultura didáctica instalada en la Facultad de Ingeniería de la UCAB y algunas conexiones sismorresistentes precalificadas, según los documentos de la Federal Emergency Management Agency, FEMA y el American Institute of Steel Construction, AISC. Además se presentan aspectos principales para el control y el aseguramiento de la calidad en la fabricación y el montaje del acero estructural.

Se utilizaron los programas Excel y AutoCAD para el diseño y detallado de las conexiones de estructuras en edificaciones de acero.

Éste trabajo permite presentar y documentar la más reciente información disponible sobre el diseño y el detallado de conexiones en estructuras de acero, lo cual ha cambiado radicalmente después de las enseñanzas dejadas por los terremotos de Northrigde y Kobe.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo consiste en desarrollar metodologías de diseño estructural y detallado para las conexiones de estructuras de edificaciones en acero, con énfasis en las conexiones presentes en la escultura didáctica instalada en el edificio de Laboratorios de la Facultad de Ingeniería de la UCAB. Para tal fin, se presentará la más reciente información disponible sobre el tema de conexiones en estructuras de acero y se utilizaran los programas Excel y AutoCAD para el diseño y detallado respectivamente.

En las edificaciones proyectadas antes de 1994, con conexiones denominadas ahora como "conexiones pre-Northridge", se postulaba que el mecanismo de disipación de energía era la formación de rótulas plásticas en las vigas en la cara de las columnas (y menos deseable, en las columnas), por la cedencia por corte en la zona del panel de la conexión viga-columna, o por una combinación de ambos mecanismos. En Northridge ocurrió todo lo contrario, fracturas frágiles que se iniciaron dentro de la conexión con muy bajos niveles de demanda plástica y en algunos casos permaneciendo elástica la estructura.

Los requisitos de la Norma Venezolana COVENIN 1618-98, están basados en las extensas investigaciones analíticas y experimentales que fundamentan los cambios de las normas AISC, de manera de identificar y minimizar las vulnerabilidades para obtener respuestas más confiables ante los movimientos sísmicos. Utilizando los conceptos de DEMANDA y CAPACIDAD, fundamento del Método de los Estados Límites.

El diseño actual de conexiones concentra su atención en los siguientes tres aspectos fundamentales: Rigidez, Resistencia y Ductilidad bajo cargas cíclicas.

Como las fallas en conexiones empernadas han sido menos divulgadas, se tiende a creer que no hubo fallas en este tipo de conexión durante los terremotos de Northridge y Kobe; lo que sucede es que las fallas en las conexiones empernadas son predecibles. Las fallas en las conexiones deben ser dúctiles (deslizamiento de pernos, cedencia en el acero, pandeo local menor) y no frágiles (pandeo local severo que conduce a

fracturas prematuras por fatiga de bajo ciclaje; fractura de los pernos o la soldadura, y fractura de la sección del acero).

La Norma COVENIN 1756-98 Edificaciones Sismorresistentes en sus Artículos 8.2 y 8.6 exige considerar las acciones sísmicas ortogonales, incluido los efectos traslacionales y torsionales, en el diseño.

Los objetivos del presente Trabajo Especial de Grado son:

1) Exponer los nuevos criterios para el diseño y detallado de las conexiones de acero, según documentos de la Federal Emergency Management Agency, FEMA y el American Institute of Steel Construction, AISC.
2) Documentar las conexiones tratadas, con énfasis en el cumplimiento de las Normas Venezolanas COVENIN 1756-98 "Edificaciones Sismorresistentes" y 1619-98 "Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites".
3) Presentar aspectos principales para el control y el aseguramiento de la calidad en la fabricación y el montaje del acero estructural.

El trabajo contiene un marco teórico sobre los conceptos básicos para el diseño de conexiones para edificaciones de acero estructural de corte simple y conexiones sismorresistentes precalificadas. Se presenta una breve reseña sobre la escultura didáctica para la enseñanza de Proyectos de Estructuras de Acero. Además se incluyen los aspectos principales para el control y el aseguramiento de la calidad en la fabricación y el montaje del acero estructural.

Finalmente se presentan figuras correspondientes a la escultura didáctica y a cada una de las conexiones presentes, tablas de precalificación de algunas conexiones sismorresistentes y algunos ejemplos donde se utilizan tablas programadas en Excel para el diseño.

CAPÍTULO 1
PROCEDIMIENTO GENERAL PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES EMPERNADAS

El procedimiento para el diseño de conexiones empernadas consiste en los siguientes pasos:

1. Determinar el número de pernos y verificar su capacidad resistente.

$$N° \, pernos = \frac{Demanda}{Capacidad}$$

   La capacidad o resistencia está determinada según la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98 por:

   - Tracción (Sección 22.9.1)
   - Corte (Sección 22.9.2)
   - Corte y tracción simultáneos (Sección 22.9.3)
   - Cargas aplicadas excéntricamente.

2. Disposición de los pernos en la conexión, según la Norma COVENIN MINDUR 1618-98:

   a) Separación entre pernos (Art. 22.4)
   b) Distancia de los agujeros a los bordes (Art. 22.5)
   c) Distancias que permitan colocar y apretar los pernos.
   d) Longitudes de pretensado de los pernos (Art. 22.8)

3. Verificar el diseño de la conexión.

a) Resistencia de los elementos conectados (Art. 21.15)

- Tracción.

  - Cedencia en la sección total.
  - Rotura en la sección efectiva.

- Corte.

  - Cedencia en la sección total.
  - Rotura en la sección neta de corte.

- Bloque de corte.

b) Capacidad o resistencia de los pernos.

- Resistencia al aplastamiento (Sección 22.9.2)
- Efecto de apalancamiento (Sección 22.9.4)

En el caso de las conexiones de deslizamiento crítico se debe hacer la siguiente doble verificación:

- No debe producirse deslizamiento bajo las cargas de servicio.
- La resistencia al corte y al aplastamiento de la conexión debe ser mayor que las solicitaciones producidas por las cargas mayoradas.

4. Consideraciones de fabricación, montaje y costos.

CAPÍTULO 2
RESISTENCIA DE DISEÑO DE LOS PERNOS

La resistencia de diseño de los pernos será determinada de acuerdo con el Capítulo 22 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98.

En la Tabla 2-1 se presentan los estados límites de resistencia que deben verificarse para pernos en conexiones tipo aplastamiento y deslizamiento crítico.

Las fórmulas para el cálculo de la resistencia de diseño del perno se presentan en la Tabla 2-2.

El factor de minoración de la resistencia teórica para el deslizamiento crítico en función del tipo de agujero se muestra en la Tabla 2-3.

El coeficiente de deslizamiento para distintas superficies se presenta en la Tabla 2-4.

Tabla 2-1 *Estados Límites de Resistencia Aplicables a Pernos en Conexiones tipo Aplastamiento y Deslizamiento Crítico*

Tipo de Conexión	Tipo de Solicitación	Estados Límites de Resistencia Aplicables
Aplastamiento	Corte	Corte del perno y aplastamiento en los agujeros del perno.
	Tracción	Tracción del perno, incluyendo el efecto del apalancamiento.
	Corte y tracción combinados	Tracción del perno, incluyendo las tensiones presentes por corte del perno y la acción de apalancamiento, y el aplastamiento en los agujeros del perno.
Deslizamiento Crítico	Corte	Deslizamiento, corte del perno y el aplastamiento en los agujeros del perno
	Corte y tracción combinados	Deslizamiento, incluyendo el efecto de la fuerza de tracción presente, el corte del perno y el aplastamiento en los agujeros del perno.

Tabla 2-2 *Fórmulas para el Cálculo de la Resistencia de Diseño de los Pernos*

Estado Límite de Resistencia	**Resistencia de Diseño del Perno**
Corte del Perno (Sección 22.9.1)	$\phi R_t = 0.75(F_{tv} A_b)$ (2-1)
Aplastamiento en los Agujeros de los Pernos (Sección 22.9.2)	1. Si la deformación en el agujero del perno sometido a solicitaciones de servicio es una consideración de diseño: $\phi R_t = 0.75(1.2 L_c t F_u) \leq 0.75(2.4 d t F_u)$ (2-2) 2. Si la deformación en el agujero del perno sometido a solicitaciones de servicio no es una consideración de diseño: $\phi R_t = 0.75(1.5 L_c t F_u) \leq 0.75(3.0 d t F_u)$ (2-3) 3. Para agujeros de ranura larga, cuyo eje mayor sea perpendicular a la dirección de la línea de acción de las fuerzas: $\phi R_t = 0.75(L_c t F_u) \leq 0.75(2.0 d t F_u)$ (2-4)
Tracción del Perno (Sección 22.9.1)	$\phi R_t = 0.75(F_{tt} A_b)$ (2-5)
Tracción y Corte Combinados (Sección 22.9.3)	En conexiones tipo aplastamiento: $\phi F_t A_b$ (2-6)
Deslizamiento Crítico para el Estado Límite de Servicio (Sección 22.10.1)	Corte: $\phi F_v A_b$ (2-7) Corte solicitado por una fuerza de tracción sin mayorar: $\phi R_n = \phi F_v A_b \left(1 - \frac{T_{sb}}{0.8 T_b n_b}\right)$ (2-8)
Deslizamiento Crítico para el Estado Límite de Agotamiento Resistente (Sección 22.10.2)	Corte: $\phi R_{str} = \phi 1.13 \mu T_b n_s$ (2-9) Corte solicitado por una fuerza de tracción mayorada: $\phi R_n = \phi R_{str} \left(1 - \frac{T_{ub}}{1.13 T_b n_b}\right)$ (2-10)

Tabla 2-3 *Factor de Minoración de la Resistencia Teórica para el Deslizamiento Crítico en función del tipo de agujero*

Estado Límite de Resistencia	Tipo de Agujero	Factor de Minoración de la Resistencia Teórica, ϕ
Deslizamiento Crítico (Estado Límite de Servicio)	Estándar, agrandados, de ranura corta y larga cuando el alargamiento sea perpendicular a la línea de fuerza.	1.0
	De ranura larga cuando el alargamiento sea paralelo a la línea de fuerza.	0.85
Deslizamiento Crítico (Estado Límite de Agotamiento Resistente)	Estándar	1.0
	Agrandados y de ranura	0.85
	De ranura larga transversales a la dirección de la carga	0.70
	De ranura larga paralelos a la dirección de la carga.	0.60

Tabla 2-4 *Coeficiente Medio de Deslizamiento para Superficies Clases A, B y C*

Clase de Superficie	Descripción de la Superficie	Coeficiente de Deslizamiento, μ
Clase A	Superficies libres de cascarilla de laminación no pintadas o superficies limpiadas por medio de chorro de arena y protegidas con un protector Clase A	0.33
Clase B	Superficies limpiadas con chorro de arena y no pintadas o superficies limpiadas con chorro de arena y protegidas con un protector Clase B	0.50
Clase C	Superficies galvanizadas en caliente y rugosas	0.35

CAPÍTULO 3
CARGAS EXCÉNTRICAS EN GRUPOS DE PERNOS

Cuando la línea de acción de la carga aplicada no pasa por el centro de gravedad (CG) del grupo de pernos, la carga es excéntrica y el momento resultante debe ser considerado en el diseño de la conexión.

3.1 EXCENTRICIDAD EN EL PLANO DE LA SUPERFICIE DE FALLA

La excentricidad en el plano de la superficie de falla produce un corte adicional. Los pernos deben ser diseñados para resistir el efecto combinado del corte directo de las cargas aplicadas P_u y el corte adicional del momento inducido $P_u e$. Existen dos métodos de análisis para éste tipo de excentricidad: el método del centro instantáneo de rotación y el método elástico.

3.1.1 Método del Centro Instantáneo de Rotación

También conocido como el método de resistencia de agotamiento (Crawford, 1968), éste método considera la relación carga-deformación no lineal que fue determinada experimentalmente para pernos individuales y, predice más exactamente la resistencia de agotamiento de la conexión con cargas excéntricas (Fig. 3-1). La excentricidad produce una rotación alrededor del centroide del grupo de pernos y una traslación de un elemento conectado con respecto a otro. La combinación de ambos efectos es equivalente a una rotación alrededor de un punto definido como centro instantáneo de rotación (CI). La localización del CI depende de la geometría del grupo de pernos y de la dirección y del punto de aplicación de la carga.

La fuerza R en un perno en kgf. correspondiente a una deformación Δ en pulgada es:

$$R = R_{ult}\left(1 - e^{-\mu\Delta}\right)^{\lambda} = 33600 \cdot \left(1 - e^{-10\Delta}\right)^{0.55} \qquad (3\text{-}1)$$

La resistencia de agotamiento de la conexión se basa en los siguientes supuestos:

1. En la falla, el grupo de pernos gira alrededor de un centro instantáneo (CI).
2. La deformación de cada perno es proporcional a su distancia al CI y actúa perpendicularmente al radio de rotación.
3. La capacidad de la conexión se alcanza cuando se obtiene la resistencia última del perno más alejado del CI (la Fig. 3-2 muestra las fuerzas en los pernos como fuerzas resistentes al actuar oponiéndose a la carga aplicada).
4. Las partes conectadas permanecen rígidas.

Como consecuencia del segundo supuesto, la deformación de un perno individual en pulgada es:

$$\Delta = \frac{r}{r_{máx}} \Delta_{máx} = \frac{r}{r_{máx}} (0.34) \qquad (3\text{-}2)$$

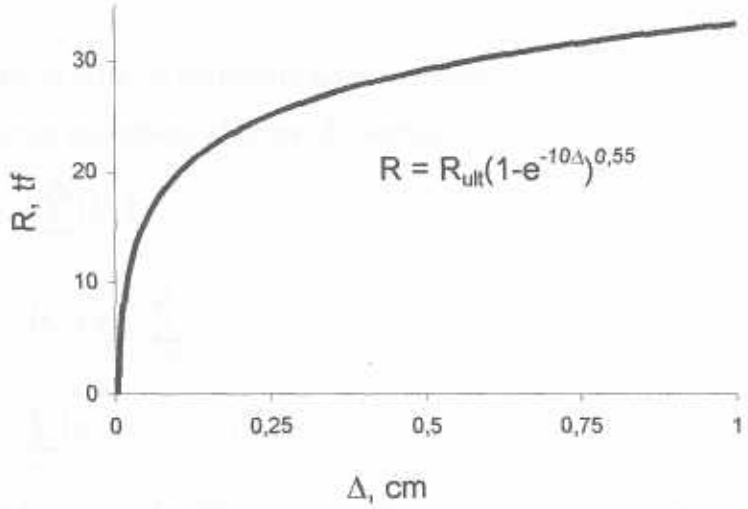


Figura 3-1 *Relación carga-deformación para un perno*

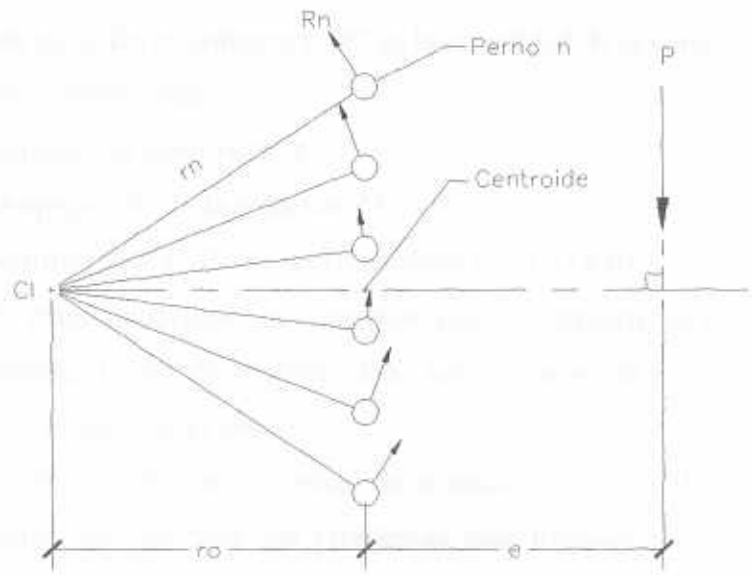


Figura 3-2 *Método del Centro Instantáneo de Rotación en Grupos de Pernos*

Es más conveniente trabajar con componentes rectangulares, al igual que en el análisis elástico:

$$R_y = \frac{x}{r}R \qquad (3\text{-}3) \qquad \text{y} \qquad R_x = \frac{y}{r}R \qquad (3\text{-}4)$$

En el instante de la falla, el equilibrio debe mantenerse y las tres ecuaciones siguientes de equilibrio serán aplicables al grupo de pernos:

$$\sum F_x = \sum_{n=1}^{m}(R_x)_n - P_x = 0 \qquad (3\text{-}5)$$

$$M_{IC} = P(r_o + e) - \sum_{n=1}^{m}(r_n \times R_n) = 0 \qquad (3\text{-}6)$$

$$\sum F_y = \sum_{n=1}^{m}(R_y)_n - P_y = 0 \qquad (3\text{-}7)$$

donde el subíndice "n" identifica a un perno individual y "m" es el número total de pernos. El procedimiento general es suponer la posición del centro instantáneo y luego determinar si el valor correspondiente de "P" satisface las ecuaciones de equilibrio. Si

es así, esta posición es correcta y "P" es la capacidad de la conexión. El procedimiento específico es como sigue:

1. Suponer un valor para "r_o".
2. Despejar "P" de la ecuación (3-6).
3. Sustituir "r_o" y "P" en las ecuaciones (3-5) y (3-6).
4. Si éstas ecuaciones se cumplen con un margen aceptable, el análisis está completo. De otra manera, debe seleccionarse un nuevo valor de prueba para "r_o" y repetirse el proceso.

Para el caso usual de carga vertical, la ecuación (3-5) se satisface automáticamente. Los cálculos, incluso para los problemas más triviales requieren la ayuda de una computadora.

Las Tablas de la 8-18 a la 8-25, en la Parte 8 del "Manual of Steel Construction" (Volumen II), dan coeficientes para el diseño o análisis de configuraciones comunes en grupos de pernos sometidos a cargas excéntricas. Para cada arreglo de pernos considerado, las tablas dan un valor del coeficiente adimensional "C", que es la razón de la carga de falla de la conexión a la resistencia de agotamiento del perno, y se obtiene dividiendo la fuerza excéntrica factorizada por R_{ult}. Para obtener una carga segura en la conexión, esta constante debe ser multiplicada por la resistencia de diseño del perno particular empleado. Para las conexiones excéntricas no incluidas en las tablas, se emplea el método elástico, que es conservador. Por supuesto, también puede utilizarse un programa de computadora u hoja de cálculo para efectuar éste análisis.

3.1.2 Método Elástico

Alternativamente, el método elástico puede ser usado para analizar las cargas excéntricas en grupos de pernos. Esto ofrece una simplificación, pero ésta aproximación conservadora no da un factor consistente de seguridad y, en algunos casos, provee de resultados excesivamente conservadores. Además, el método elástico ignora la ductilidad del grupo de pernos y la redistribución de cargas que ocurre.

En el método elástico, para una carga aplicada paralela al eje principal Y del grupo de pernos como se ilustra en la Fig. 3-3, la fuerza excéntrica P_u puede ser reemplazada por la misma carga aplicada en el centro de gravedad (CG) del grupo de pernos y un momento $P_u e$ donde "e" es la excentricidad. Si se hace éste reemplazo, la carga será concéntrica y se puede suponer que cada perno resiste una porción igual de la carga y una porción del momento excéntrico $P_u e$ que es proporcional a la distancia al CG. El perno más alejado del CG, es el que tiene el esfuerzo mayor. La resultante de la suma vectorial de estas fuerzas r_u es la resistencia requerida por el perno.

La fuerza por corte directo debido a la fuerza concentrada P_u es r_1, donde

$$r_1 = \frac{P_u}{n_b} \tag{3-8}$$

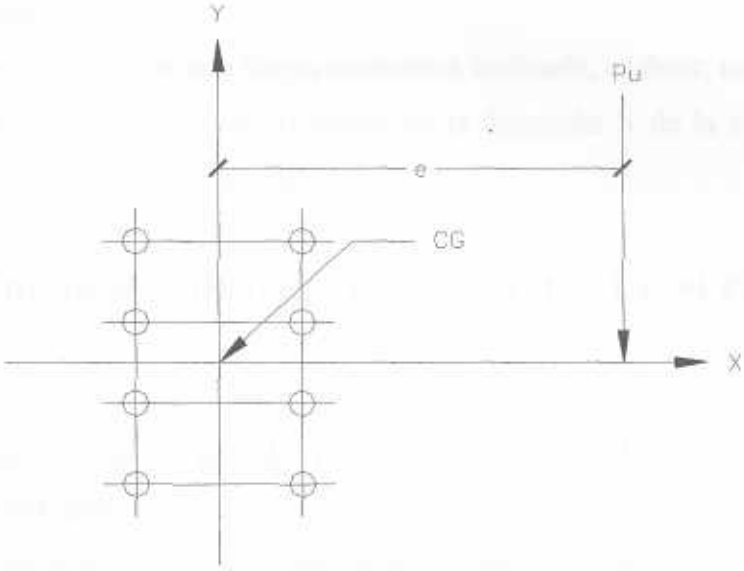


Figura 3-3 *Método Elástico en Grupos de Pernos*

La fuerza de corte de cada perno debido al momento $P_u e$ varía con la distancia al CG y puede ser máxima en el perno más alejado del CG. El máximo corte debido al momento $P_u e$ es r_m, donde

$$r_m = \frac{P_u ec}{I_p} \tag{3-9}$$

Para determinar la fuerza resultante sobre el perno con el mayor esfuerzo, r_m puede resolverse trabajando con una componente vertical r_2 y una componente horizontal r_3, donde

$$r_2 = \frac{P_u e c_x}{I_p} \tag{3-10}$$

$$r_3 = \frac{P_u e c_y}{I_p} \tag{3-11}$$

Entonces, la fuerza resultante factorizada es r_u, donde

$$r_u = \sqrt{(r_1 + r_2)^2 + (r_3)^2} \tag{3-12}$$

y los pernos deben ser escogidos tal que la resistencia de diseño ϕr_n exceda la resistencia requerida r_u.

Para el caso más general de una fuerza excéntrica inclinada, es decir, no paralela al eje principal Y del grupo de pernos, el efecto en la dirección X de la componente del corte directo debe ser igualmente incluido.

3.2 EXCENTRICIDAD NORMAL AL PLANO DE LA SUPERFICIE DE FALLA

La excentricidad normal al plano de la superficie de falla produce tracción por encima y compresión por debajo del eje neutro de la conexión de cartela ilustrada en la Fig. 3-4. La carga excéntrica P_u puede ser reemplazada por una fuerza concéntrica P_u actuando en el plano de la superficie de falla de la conexión y un momento $P_u e$ normal al plano de la superficie de falla donde "e" es la excentricidad. Si se hace éste reemplazo, se puede suponer que cada perno resiste una porción igual de la carga y el momento es resistido por los pernos que están encima del eje neutro en tracción y en compresión entre la parte inferior de la cartela y el ala de la columna.

Las fuerzas para los pernos en ésta conexión deben ser determinadas y se deben diseñar para el balance de las fuerzas de tracción en los pernos encima del eje neutro con la fuerza de compresión resultante debajo del eje neutro. El análisis de conexiones

semejantes usualmente comienza con una de dos suposiciones: Caso I supone que el eje neutro no está en el centro de gravedad (CG) mientras que el Caso II supone que el eje neutro está en el CG.

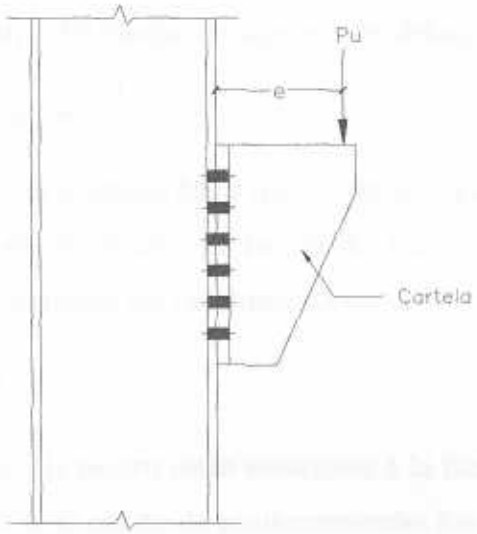


Figura 3-4 *Pernos sometidos a excentricidad normal al plano de la superficie de falla*

3.2.1 Caso I: Eje Neutro (EN) no está en el Centro de Gravedad (CG)

La fuerza de corte por perno debido a la fuerza concéntrica P_u es r_{uv}, donde:

$$r_{uv} = \frac{P_u}{n_b} \tag{3-13}$$

Para determinar la localización del eje neutro, se supone una posición de prueba del eje neutro a un sexto de la profundidad total de la cartela, medido hacia arriba desde la parte inferior. En la Fig. 3-5a, esto es indicado por la línea X-X. El ancho efectivo del bloque de compresión W_{eff} se puede obtener como:

$$W_{eff} = 8t_f \leq b_f \tag{3-14}$$

Este ancho efectivo es válido para alas de cartelas constituidas por perfiles W o S, planchas soldadas, y angulares. Cuando el espesor del ala de la cartela no es constante, deberá ser usado el promedio del espesor del ala.

Teniendo supuesto el ancho del bloque de compresión, es posible verificar la localización del eje neutro por el equilibrio estático suponiendo una distribución elástica de esfuerzos. Igualando el momento del área del perno encima del eje neutro con el momento del área del bloque de compresión debajo del eje neutro,

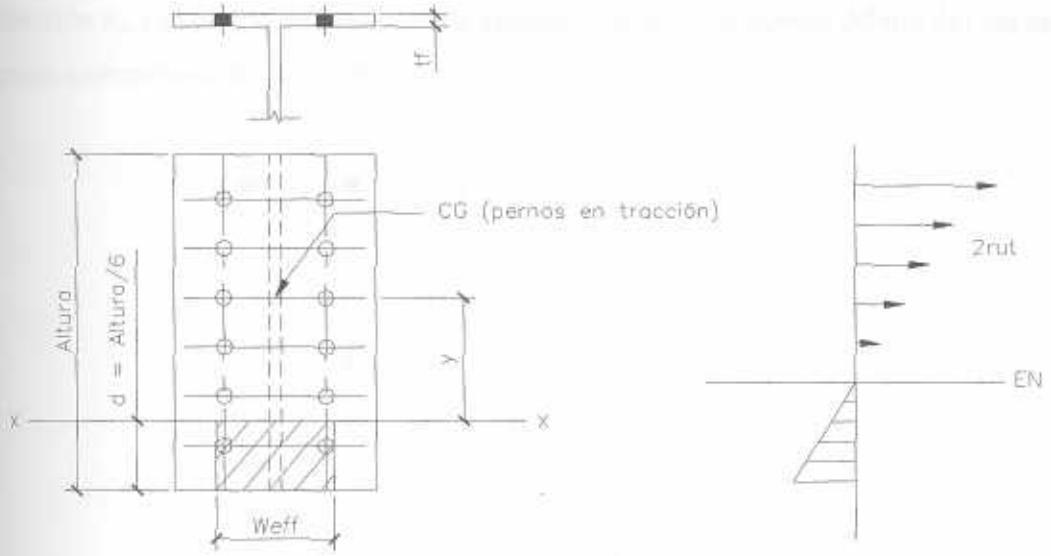
$$\sum A_b \times y = W_{eff} \times d \times \frac{d}{2} \qquad (3\text{-}15)$$

El valor de "d" puede ser ajustado hasta que exista una igualdad razonable.

Una vez localizado el eje neutro, la fuerza de tracción por perno r_{ut}, como está ilustrado en la Fig. 3-5b puede ser determinada como:

$$r_{ut} = \frac{P_u ec}{I_x} \times A_b \qquad (3\text{-}16)$$

Los pernos encima del eje neutro están sometidos a la fuerza de corte r_{uv}, la fuerza de tracción r_{ut} y el efecto de la acción de apalancamiento; los pernos debajo del eje neutro están sometidos a la fuerza de tracción r_{uv} solamente.



(a) Aproximación inicial de la localización del EN

(b) Diagrama de fuerza con la localización final del EN

Figura 3-5 *Caso I - Eje Neutro (EN) no está en el Centro de Gravedad (CG)*

3.2.2 Caso II: Eje Neutro (EN) está en el Centro de Gravedad (CG)

Éste método provee un resultado más directo pero más conservador. Como para el Caso I, la fuerza de corte por perno debido a la fuerza concéntrica P_u es r_{uv}, donde

$$r_{uv} = \frac{P_u}{n_b} \tag{3-17}$$

El eje neutro se supone que está localizado en el CG del grupo de pernos como se ilustra en la Fig. 3-6. Los pernos encima del eje neutro están en tracción y los pernos debajo del eje neutro están en compresión. Para obtener un resultado más preciso, se supone una distribución plástica de esfuerzos; ésta suposición es justificada porque éste método es más conservador que el Caso I. La fuerza de tracción r_{ut} en cada perno encima del eje neutro debido al momento $P_u e$ es:

$$r_{ut} = \frac{P_u e}{n' d_m} \tag{3-18}$$

Los pernos encima del eje neutro están sometidos a la fuerza de corte r_{uv}, la fuerza de tracción r_{ut} y el efecto de la acción de apalancamiento; los pernos debajo del eje neutro están sometidos a la fuerza de tracción r_{uv} solamente.

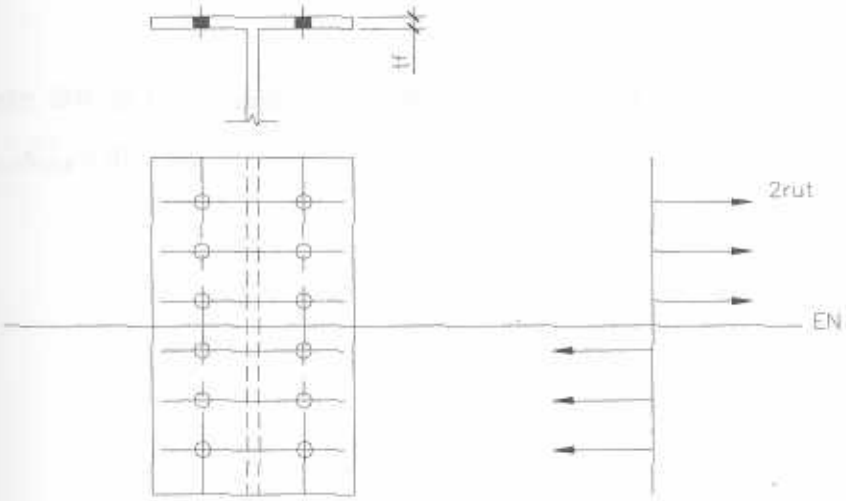


Figura 3-6 *Caso II - Eje Neutro (EN) está en el Centro de Gravedad (CG)*

CAPÍTULO 4
PROCEDIMIENTO GENERAL PARA EL DISEÑO DE SOLDADURAS

El procedimiento para el diseño de soldaduras consiste en los siguientes pasos:

1. Seleccionar el proceso de soldadura y el electrodo correspondiente Norma AWS D1.1 vigente.

2. Con la geometría y el espesor de los materiales a soldar se define el tipo de unión, a tope, de solape, en esquina, etc.

3. Por razones prácticas se escoge un espesor y se determina la longitud.

4. Calcular la longitud de la soldadura y la disposición de los cordones. Según la Sección 7.3.6, $L \geq w$

$$L = \frac{N_u}{\phi R_t} \qquad \text{ó} \qquad \frac{V_u}{\phi R_t}$$

Donde: ΦR_t es la resistencia minorada de las soldaduras y será el menor valor entre $\Phi F_{BM} A_{BM}$ y $\Phi F_w A_w$.

CAPÍTULO 5
RESISTENCIA DE DISEÑO DE LAS SOLDADURAS

La resistencia de diseño de las soldaduras será determinada de acuerdo con el Capítulo 23 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98.

Para soldaduras, los estados límites de resistencia del metal de la soldadura y la resistencia del metal base deben ser verificados.

5.1 RESISTENCIA DE DISEÑO DEL METAL DE LA SOLDADURA

La resistencia de diseño del metal de la soldadura es ϕR_n, donde:

$$R_n = F_w A_w \qquad (5\text{-}1)$$

En la fórmula, F_w y ϕ están dados en la Tabla 23-1 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98.

5.2 RESISTENCIA DE DISEÑO DEL METAL BASE

La resistencia de diseño del metal base es ϕR_n, donde:

$$R_n = F_{BM} A_{BM} \qquad (5\text{-}2)$$

En la fórmula, F_{BM} y ϕ están dados en la Tabla 23-1 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98.

CAPÍTULO 6
CARGAS EXCÉNTRICAS EN GRUPOS DE SOLDADURAS

Cuando la línea de acción de la carga aplicada no pasa por el centro de gravedad (CG) del grupo de soldadura, la carga es excéntrica y el momento resultante debe ser considerado en el diseño de la conexión.

6.1 EXCENTRICIDAD EN EL PLANO DE LA SUPERFICIE DE FALLA

La excentricidad en el plano de la superficie de falla produce un corte adicional y las soldaduras ser diseñadas para resistir el efecto combinado del corte directo de las cargas aplicadas P_u y el corte adicional del momento inducido $P_u e$. Existen dos métodos de análisis para éste tipo de excentricidad: el método del centro instantáneo de rotación y el método elástico.

6.1.1 Método del Centro Instantáneo de Rotación

En vez de considerar pernos individuales, se trata a la soldadura continua como un conjunto de segmentos discretos. En la falla, la carga aplicada a la conexión es resistida por fuerzas en cada elemento, con cada fuerza actuando perpendicularmente al radio trazado del centro instantáneo de rotación al centroide del segmento, como se muestra en la Fig. 6-1. La determinación de qué elemento tiene la deformación máxima y calcular la fuerza en cada elemento en la falla, es mucho más difícil. Para determinar el elemento crítico, se calcula la razón $\Delta_{máx}/r$ para cada elemento, donde:

$$\Delta_{máx} = 1.087w \cdot (\theta + 6)^{-0.65} \leq 0.17w \qquad (6\text{-}1)$$

El elemento con la menor razón es el que alcanza primero su capacidad ultima. La deformación de los otros elementos se calcula como:

$$\Delta = \frac{r}{r_{máx}} \Delta_{máx} \qquad (6\text{-}2)$$

La fuerza resistente para cada elemento es:

$$R = 0.6F_{EXX}\left(1.0 + 0.50sen^{1.5}\theta\right)\cdot\left[p\cdot\left(1.9 - 0.9p\right)\right]^{0.3} \qquad (6\text{-}3)$$

donde:

$$p = \frac{\Delta}{\Delta_{máx}} \qquad (6\text{-}4)$$

Los cálculos anteriores se basan en la localización supuesta del centro instantáneo de rotación. Si ella es la posición correcta, las ecuaciones de equilibrio serán satisfechas.

1. Encontrar la capacidad de carga con la ecuación $\sum M_{CI} = 0$
2. Si las dos ecuaciones de equilibrio de las fuerzas se satisfacen, la posición supuesta del centro instantáneo y la carga encontrada en el Paso 1 son correctas; si no es así suponer una nueva posición y repetir el proceso.

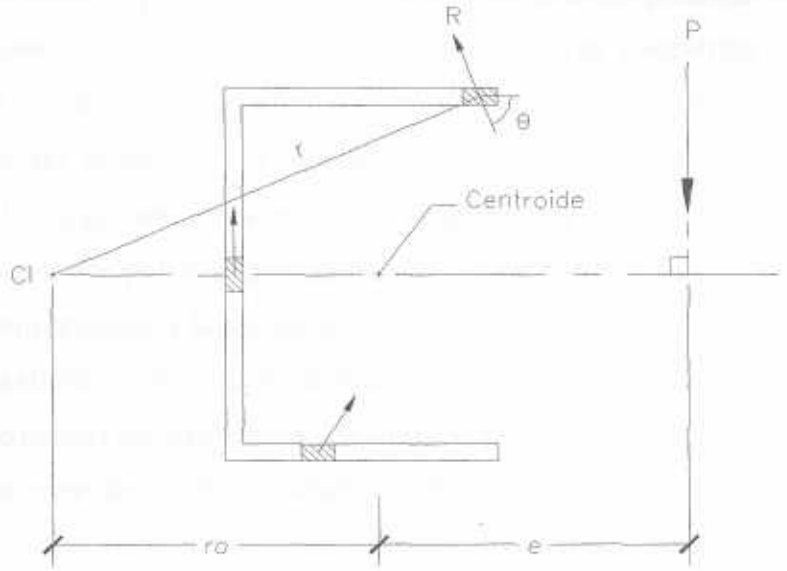


Figura 6-1 *Método del Centro Instantáneo de Rotación en Grupos de Soldaduras*

La necesidad del uso de una computadora es obvio. Las soluciones por computadora de varias configuraciones comunes de las conexiones por cortante excéntricas

soldadas están dadas están dadas en forma tabular en la Parte 8 del "Manual of Steel Construction". Las tablas 8-38 a la 8-45 dan las capacidades por carga factorizada de varias combinaciones de segmentos de soldadura horizontales y verticales con base en el análisis de resistencia última. Éstas tablas pueden emplearse para el diseño o el análisis y cubrirán casi cualquier situación que pueda encontrarse. Para aquellas conexiones no contenidas en las tablas se utiliza el método elástico más conservador.

6.1.2 Método Elástico

Alternativamente, el método elástico puede ser usado para analizar las cargas excéntricas en grupos de soldaduras. Esto ofrece una simplificación, pero ésta aproximación conservadora no da un factor consistente de seguridad y, en algunos casos, provee de resultados excesivamente conservadores. Además, el método elástico ignora la ductilidad del grupo de soldaduras y la redistribución de cargas que ocurre.

En el método elástico, para una carga aplicada paralela al eje principal Y del grupo de soldaduras como se ilustra en la Fig. 6-2, la fuerza excéntrica P_u puede ser reemplazada por la misma carga aplicada en el centro de gravedad (CG) del grupo de soldaduras y un momento $P_u e$ donde "e" es la excentricidad. Si se hace éste reemplazo, la carga será concéntrica y se puede suponer que cada elemento de soldadura resiste una porción igual de la carga y una porción del momento excéntrico $P_u e$ que es proporcional a la distancia al CG. La soldadura más alejada del CG, es el que tiene el esfuerzo mayor. La resultante de la suma vectorial de estas fuerzas r_u es la resistencia requerida por el elemento de soldadura.

La fuerza por corte directo de la soldadura debido a la fuerza concentrada P_u es r_1, donde

$$r_1 = \frac{P_u}{l} \qquad (6\text{-}5)$$

y "l" es la longitud total de la soldadura medido a lo largo del eje de cada elemento, que es numéricamente igual al área cortante, porque se ha supuesto un tamaño unitario de garganta.

La fuerza de corte de la soldadura debido al momento $P_u e$ varía con la distancia al CG y puede ser máxima en el elemento de soldadura más alejado del CG. El máximo corte debido al momento $P_u e$ es r_m, donde

$$r_m = \frac{P_u ec}{I_p} \qquad (6\text{-}6)$$

Para determinar la fuerza resultante sobre el elemento de soldadura con el mayor esfuerzo, r_m puede resolverse trabajando con una componente vertical r_2 y una componente horizontal r_3, donde

$$r_2 = \frac{P_u ec_x}{I_p} \qquad (6\text{-}7) \qquad \text{y} \qquad r_3 = \frac{P_u ec_y}{I_p} \qquad (6\text{-}8)$$

Entonces, la fuerza resultante factorizada es r_u, donde

$$r_u = \sqrt{(r_1 + r_2)^2 + (r_3)^2} \qquad (6\text{-}9)$$

y el tamaño de la soldadura debe ser escogido tal que la resistencia de diseño de la soldadura exceda la resistencia requerida r_u.

Para el caso más general de una fuerza excéntrica inclinada, es decir, no paralela al eje principal Y del grupo de soldaduras, el efecto en la dirección X de la componente del corte directo debe ser igualmente incluido.

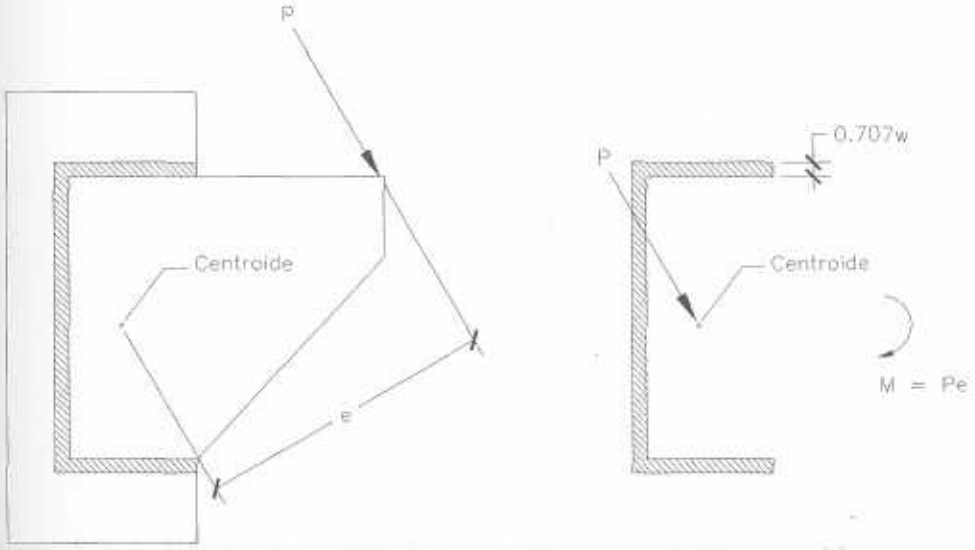


Figura 6-2 *Método Elástico en Grupos de Soldaduras*

6.2 EXCENTRICIDAD NORMAL AL PLANO DE LA SUPERFICIE DE FALLA

La Fig. 6-3 muestra una ménsula soldada al ala de una columna. La carga excéntrica P_u puede ser reemplazada por una fuerza concéntrica P_u actuando en el plano de la superficie de falla de la conexión y un momento $P_u e$ normal al plano de la superficie de falla donde "e" es la excentricidad. Si se hace éste reemplazo, se puede suponer que cada elemento de soldadura resiste una porción igual de la carga y el momento es resistido por las soldaduras que están encima del eje neutro en tracción y en compresión en la parte inferior del eje neutro.

En contraste con los pernos, donde la interacción de corte y tracción debe ser considerada, para soldaduras, el corte y la tracción pueden combinarse vectorialmente para soldaduras, introduciendo un corte resultante. Así, una soldadura con carga excéntrica normal al plano de la superficie de falla se resuelve aplicando el método elástico y de manera idéntica que para una soldaduras con carga excéntrica en el plano de la superficie de falla; suponiendo el eje neutro localizado en el CG del grupo de soldadura.

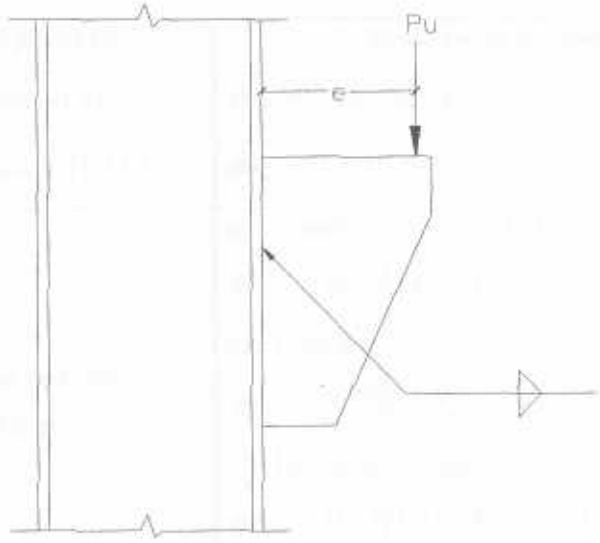


Figura 6-3 *Soldaduras sometidas a excentricidad normal al plano de la superficie de falla*

CAPÍTULO 7
ELEMENTOS DE CONEXIÓN

Los elementos de conexión son los angulares, planchas, planchas de nodos, y otros elementos de conexión usados en conexiones para transferir la carga de un miembro estructural a otro, así como a los elementos afectados en los miembros conectados.

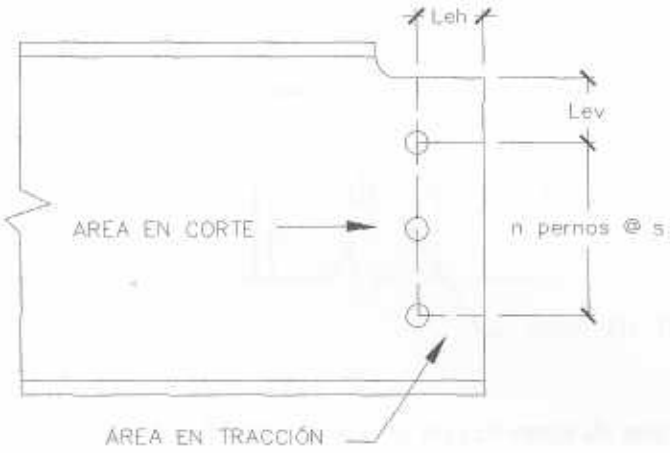
7.1 RESISTENCIA DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONEXIÓN

La resistencia de diseño de los elementos conectados será determinada de acuerdo con el Artículo 21.14 y 21.15 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98, los estados límites aplicables son cedencia por corte, rotura por corte, rotura en el bloque de corte, cedencia por tracción, y rotura por tracción. Las fórmulas para el cálculo de éstos estados límites se presentan en la Tabla 7-1.

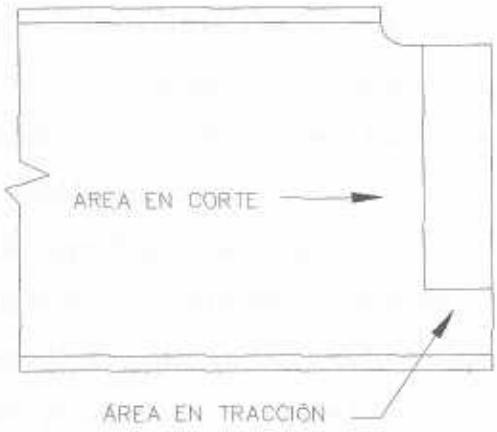
Tabla 7-1 *Cálculo de la Resistencia de Diseño para los elementos de conexión*

Estados Límites Aplicables	Resistencia de Diseño	
Cedencia por Corte (Sección 21.15.2)	$\phi R_n = 0.9(0.6F_y A_g)$	(7-1)
Rotura por Corte (Sección 21.14.1)	$\phi R_n = 0.75(0.6F_u A_{nv})$	(7-2)
Rotura en el Bloque de Corte (Sección 21.14.3)	a) Cuando $F_u A_{nt} \geq 0.6F_u A_{nv}$ $\phi R_{BS} = 0.75[0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt}]$	(7-3)
	b) Cuando $0.6F_u A_{nv} > F_u A_{nt}$ $\phi R_{BS} = 0.75[0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt}]$	(7-4)
	c) En todos los casos $\phi R_{BS} \leq 0.75[0.6F_u A_{nv} + F_y A_{nt}]$	(7-5)
Cedencia por Tracción (Sección 21.15.1)	$\phi R_n = 0.9(0.6F_y A_g)$	(7-6)
Rotura por Tracción (Sección 21.15.1)	$\phi R_n = 0.75(0.6F_u A_n)$	(7-7)

La rotura en el bloque de corte describe el desgarramiento del material, estado límite que ocurre con la combinación de corte y tracción. Éste fenómeno puede ocurrir en el extremo de una viga con destaje, o en el extremo de una conexión en tracción (Fig. 7-1 y 7-2). Ésta falla es usualmente el resultado de una reacción alta aplicada sobre un material relativamente delgado a través de una conexión corta.



(a) Conexiones Empernadas



(b) Conexiones Soldadas

Figura 7-1 *Rotura en el Bloque de Corte en Vigas con Destaje*

Para conexiones soldadas, la rotura en el bloque de corte es tratada como en las conexiones empernadas, sólo se diferencia en la ausencia de los agujeros del perno, $A_{nv} = A_{gv}$ y $A_{nt} = A_{gt}$.

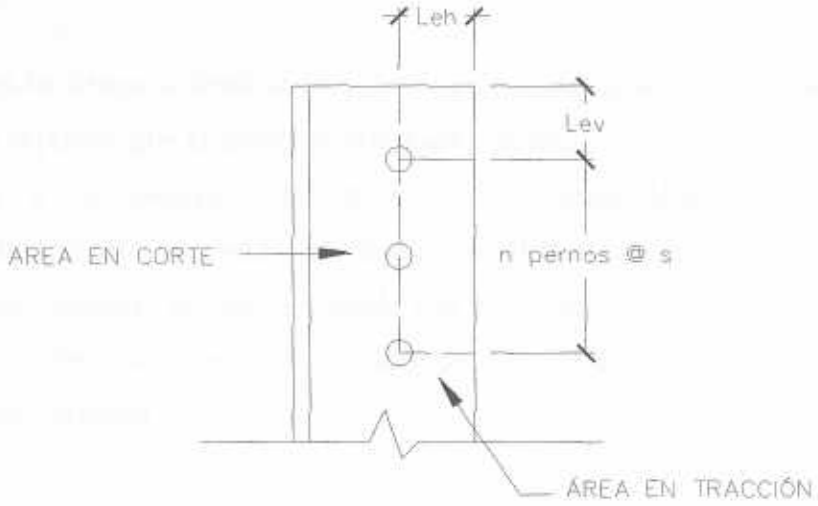


Figura 7-2 *Rotura en el Bloque de Corte en extremos de miembros en tracción*

7.2 MIEMBROS CON DESTAJE

Cuando se unen miembros estructurales, se deben proveer de una tolerancia mínima de 1.25 cm. En los casos cuando es necesario remover material para proveer tal tolerancia, el material puede ser removido. La eliminación de material es costosa, y deberá ser evitado cuando sea posible.

Los destajes puede significar una reducción en la resistencia de diseño de los miembros y se puede requerir refuerzo en el alma. La resistencia de diseño de un miembro no reforzado con destaje será determinada por los estados límites de cedencia por flexión, pandeo local, y pandeo lateral torsional, si es aplicable.

7.2.1 Cedencia por Flexión

La resistencia de cedencia por flexión de una viga soportada con un destaje superior y / o inferior es:

$$\phi_b M_n = 0.9(F_y S_{net}) \qquad (7\text{-}8)$$

La reacción R_u en el extremo de la viga debe ser tal que:

$$R_u \leq \frac{\phi_b M_n}{e} \qquad (7\text{-}9)$$

donde "e" es la distancia desde la cara del destaje al punto de inflexión de la viga. Es usualmente supuesto que el punto de inflexión está localizado en la cara del miembro de apoyo y "e" se muestra en la Fig. 7-3. Sin embargo, dependiendo del tipo de conexión, rigidizadores y condiciones de soporte, el punto de inflexión puede alejarse de la cara del miembro de apoyo, cuando éste es el caso, puede justificarse un valor menor de "e". En cualquier caso, la selección de "e" que se muestra en la Fig. 7-3 podrá ser conservadora.

7.2.2 Pandeo Local del Alma

Para destajes cortos, no más grandes que la longitud de los angulares, plancha, o T de la conexión, el pandeo local del alma podrá no ocurrir generalmente. Sin embargo, si la altura del destaje es tal que $d_c > 0.2d$, el alma no reforzada puede pandear entre el destaje superior y el ala de la viga si el alma de la viga es delgado.

En una sección reducida, la resistencia de diseño en el pandeo local del alma puede ser más crítica que la resistencia de diseño en la cedencia por flexión. La resistencia de diseño es crítica en la zona de compresión del alma cerca del destaje, y es dependiente de tres parámetros: (1) altura del destaje d_c; (2) longitud del destaje c; y (3) espesor del alma t_w. Por conveniencia, la dimensión h_o en la Fig. 7-3 es usada en lugar de la dimensión h_1 más correcta; en el cálculo detallado es requerido la localización del eje neutro en la viga con destaje. Alternativamente, la dimensión h_o puede ser sustituida por h_1 en los siguientes cálculos del pandeo local.

La reacción R_u en el extremo de la viga debe ser tal que:

$$R_u \leq \frac{\phi F_{bc} S_{net}}{e} \qquad (7\text{-}10)$$

donde: "e" es la distancia desde la reacción en el extremo a la cara del recorte y ϕF_{bc} es determinado como sigue.

Cuando una viga tiene destaje solamente en el ala superior, las recomendaciones de diseño están basadas en la fórmula clásica de pandeo de plancha con un factor "k" basado en tres bordes simplemente apoyados y un borde libre. Un factor adicional "f", que considera generalmente la tensión concentrada en el destaje, será desarrollada en correlación con las soluciones de pandeo en la viga con destaje (Cheng, 1984). De la Fig. 7-3, cuando $c \leq 2d$ y $d_c \leq d / 2$,

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2 fk \qquad (7\text{-}11)$$

Así, el esfuerzo de diseño por pandeo ϕF_{bc} en kgf/cm^2 de una viga con destaje solamente en el ala superior es,

$$\phi F_{bc} = 1660 * 10^3 \left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2 fk \qquad (7\text{-}12)$$

donde "f" y "k" son adimensionales y serán determinados por las siguientes ecuaciones:

$$f = 2\left(\frac{c}{d}\right) \text{ para } \frac{c}{d} \leq 1.0 \qquad (7\text{-}13)$$

$$f = 1 + \left(\frac{c}{d}\right) \text{ para } \frac{c}{d} > 1.0 \qquad (7\text{-}14)$$

$$k = 2.2\left(\frac{h_0}{c}\right)^{1.65} \text{ para } \frac{c}{h_0} \leq 1.0 \qquad (7\text{-}15)$$

$$k = 2.2\left(\frac{h_0}{c}\right) \text{ para } \frac{c}{h_0} > 1.0 \qquad (7\text{-}16)$$

Cuando una viga tiene destajes en ambas alas, las recomendaciones de diseño están basadas en el modelo de pandeo lateral con un factor de ajuste f_d (Cheng, 1984). De la Fig. 7-4, cuando en ambas alas $c \leq 2d$ y $d_c \leq d / 2$,

$$F_{cr} = 0.62\pi E \frac{t_w}{ch_0}^{2} f_d \qquad (7\text{-}17)$$

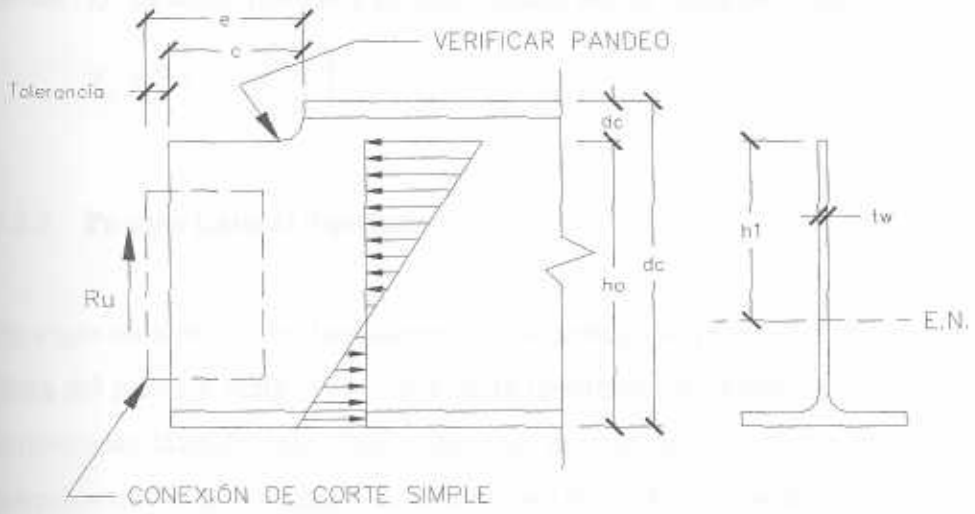


Figura 7-3 *Pandeo Local del Alma en vigas con destaje en el ala superior solamente*

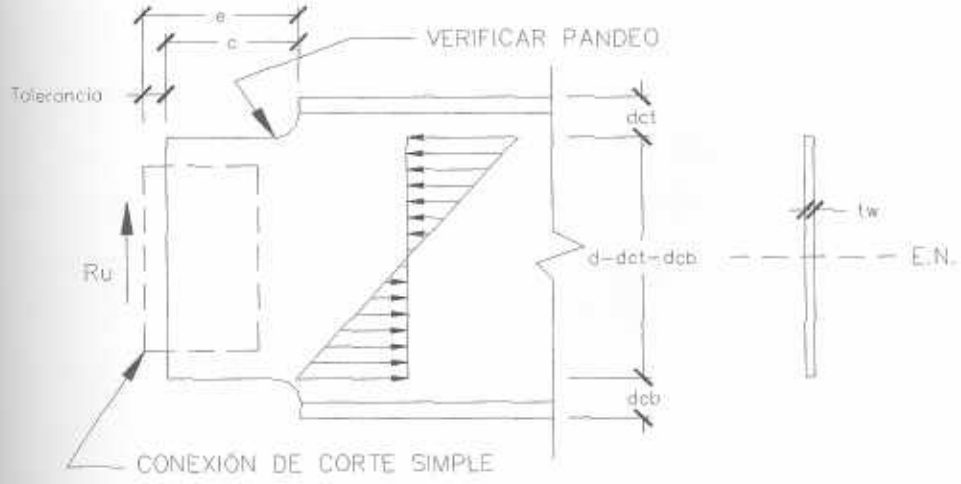


Figura 7-4 *Pandeo Local del Alma en vigas con destaje en ambas alas*

Así, la tensión de diseño por pandeo ϕF_{bc} en kgf/cm^2 de una viga con destaje en ambas alas es,

$$\phi F_{bc} = 3580 * 10^3 \left(\frac{t_w}{ch_0}^2 \right) f_d \qquad (7\text{-}18)$$

donde "f_d" es adimensional y se determinada por la siguiente ecuación:

$$f_d = 3.5 - 7.5\left(\frac{d_c}{d}\right) \qquad (7\text{-}19)$$

7.2.3 Pandeo Lateral Torsional

En vigas no arriostradas lateralmente, con destajes se reduce la restricción rotacional fuera del plano. Cheng (1984) discute la resistencia de diseño de vigas con destaje no arriostradas lateralmente. Para vigas con destaje superior solamente no arriostradas lateralmente, ésta resistencia de diseño puede ser determinada con ésta información y la Subsección 16.3.2.3 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. Para vigas con destaje superior e inferior no arriostradas lateralmente, ésta resistencia de diseño puede ser determinada con ésta información y el Apéndice B de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98.

CAPÍTULO 8
CONEXIONES TÍPICAS

La Fig. 8-1 corresponde a la isometría NW de una escultura que es idea y diseño originales del Prof. Duane S. Ellifrit, College of Engineering, University of Florida, Gainesville. Fue construida e instalada por primera vez en 1986. Los planos fueron adquiridos por el Prof. Arnaldo Gutiérrez, de la Universidad Católica "Andrés Bello" en Enero de 1988. En 1997 el Prof. Gutiérrez modificó las conexiones de momento para adecuarlas a las enseñanzas dejadas por el terremoto de Northridge de 1994. La escultura fue fabricada por primera vez en Venezuela por PLUSMETAL C.A en Octubre del año 2000 a solicitud de SIDETUR para ser expuesta en la ocasión del Seminario Técnico "Normas para el proyecto de Estructuras de Acero" del 21 de Noviembre del 2000. Posteriormente la Gerencia de Mercadeo y Ventas de SIDETUR-Antímano decidió donarla a la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la UCAB, donde fue instalada a la entrada del edificio de Laboratorios.

Las Figuras A-1, A-2 y A-3 presentan las isometrías NE, SE y SW de la escultura.

Como se observa en las plantas (Fig. A-4, A-5 y A-6), la escultura está constituida por las columnas C1 y C2, a las cuales se fijan las vigas principales, designadas por la letra B y el número correlativo según el sentido horario comenzando por la cara Oeste. La viga de celosía y el tensor se han designado con la letra T. Las vigas secundarias se designan con la letra B y el número correlativo de la viga a la cual se vinculan; conservando el sentido horario, el sufijo A o B indicará de que lado con respecto a la viga principal se encuentra.

En cada una de las caras de la escultura (Fig. A-7, A-8, A-8 y A-10) se identifican los miembros y elementos conectados.

En la Tabla A-1 se describen cada una de las conexiones, indicando la clasificación de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98 en su Artículo 3.4: Tipo TR y Tipo PR. Sólo se indica el método de cálculo para el diseño de algunas de las principales conexiones presentes en la escultura.

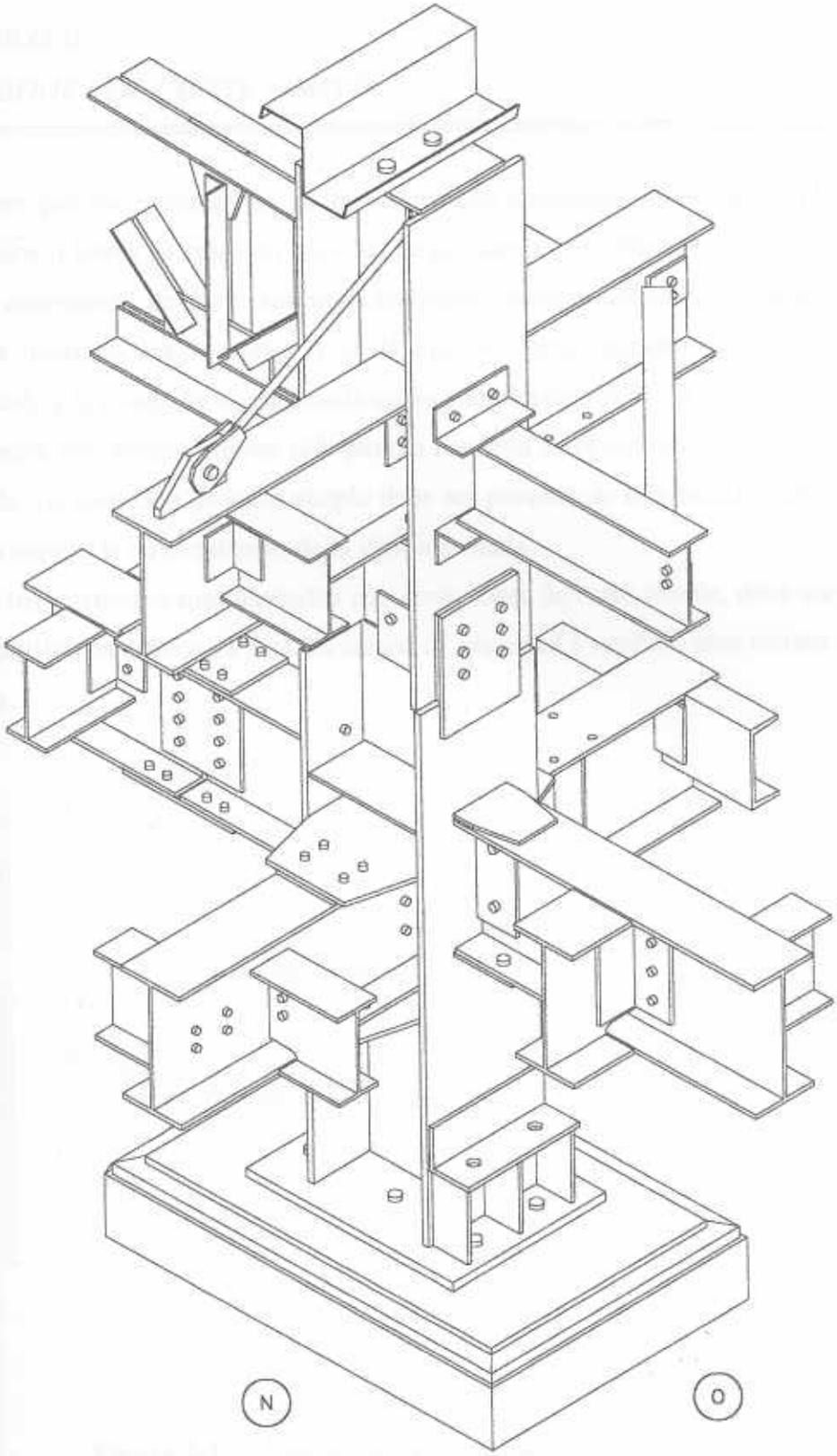
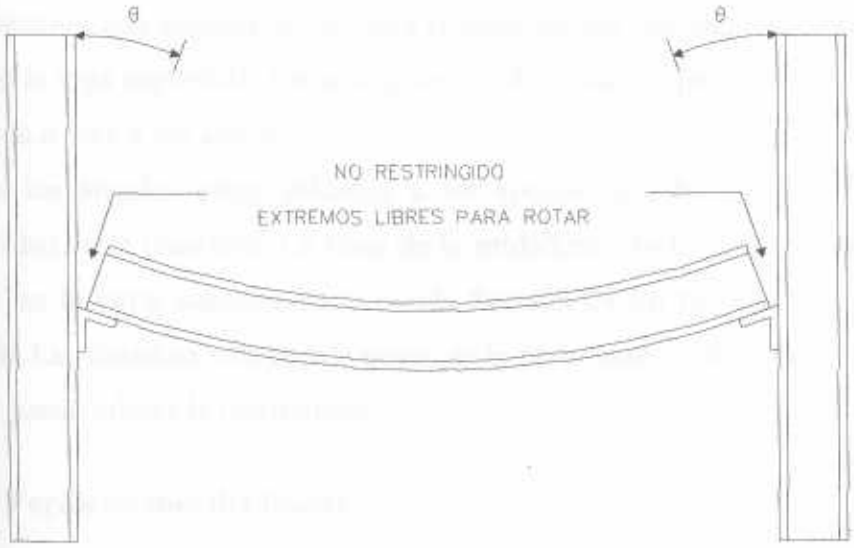


Figura 8–1 ISOMETRÍA NW

CAPÍTULO 9
CONEXIONES DE CORTE SIMPLE

Se supone que los extremos de los miembros con conexiones en corte simple no están restringidos o libres de rotación bajo las cargas como se ilustra en la Fig. 9-1. Mientras que las conexiones de corte simple actualmente poseen alguna resistencia rotacional, como es ilustrado por la curva A en la Fig. 9-2, este pequeño valor es usualmente despreciado y la conexión es idealizada como completamente flexible. Las conexiones de corte simple son dimensionadas sólo para la reacción en el extremo o corte R_u de la viga soportada. La conexión de corte simple debe ser provista de flexibilidad para facilitar la rotación requerida en el extremo de la viga soportada.

Cuando los miembros son diseñados con conexiones de corte simple, debe ser realizada para estabilizar la estructura para las cargas de gravedad y también para resistir las cargas laterales.



Nota: Por claridad, no se muestra el ángulo superior.

Figura 9-1 *Ilustración de una Conexión de Corte Simple*

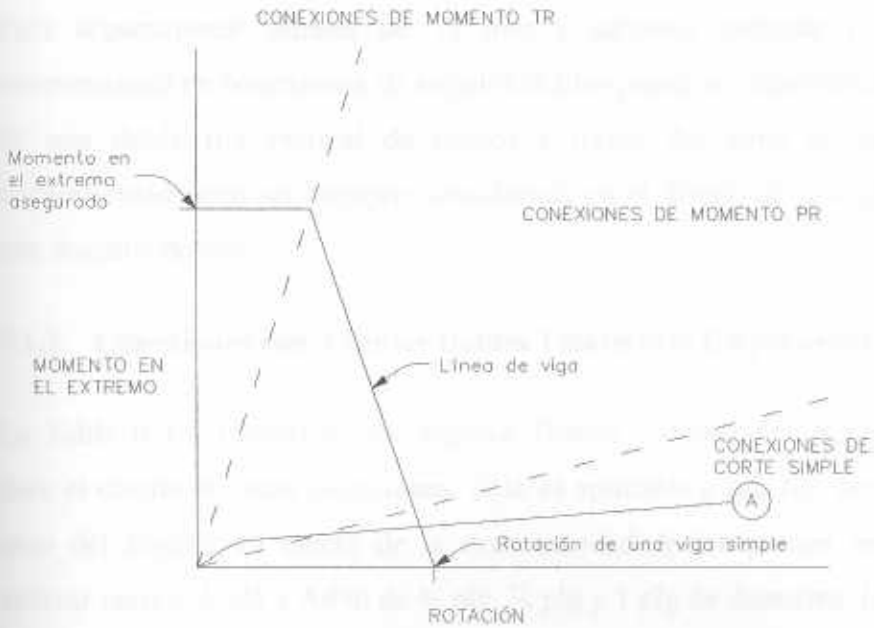


Figura 9-2 *Comportamiento de las Conexiones de Corte Simple*

9.1 CONEXIONES CON ÁNGULOS DOBLES

Una conexión con ángulos dobles está constituida por dos ángulos, uno a cada lado del alma de la viga soportada. Éstos ángulos pueden estar empernados o soldados a la viga soportada o bien a los apoyos.

Cuando los ángulos están soldados a los apoyos se debe proveer de una adecuada flexibilidad en la conexión. La línea de la soldadura a lo largo de los ángulos tendrá un retorno en la parte superior dado por la Sección 29.2.6 Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. La soldadura completa a través de la parte superior de los ángulos debe evitarse porque puede inhibir la flexibilidad.

9.1.1 Verificaciones del Diseño

La resistencia de diseño de los pernos, soldaduras y de los elementos conectados debe ser determinada de acuerdo a la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. En todos los casos, la resistencia de diseño por ϕR_n debe ser igual o mayor que la resistencia requerida R_u.

Para separaciones usuales de 75 mm y agujeros estándar o de ranura corta, la excentricidad en conexiones de ángulos dobles puede ser despreciada, excepto en el caso de una doble fila vertical de pernos a través del alma de la viga soportada. La excentricidad debe ser siempre considerada en el diseño de soldaduras para conexiones con ángulos dobles.

9.1.2 Conexiones con Ángulos Dobles Totalmente Empernados

La Tabla B-1: *"Conexión con Ángulos Dobles Totalmente Empernados"* es una ayuda para el diseño de éstas conexiones. Sólo es aplicable a una fila vertical de pernos a cada lado del ángulo. El efecto de la excentricidad de los pernos se desprecia. Se puede utilizar pernos A325 y A490 de ¾ plg, ⅞ plg y 1 plg de diámetro. La separación entre los centros de los agujeros (s) y las distancias al borde (L_{ev} y L_{eh}) deberán cumplir con los requisitos de los Artículos 22.4 y 22.5 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. Todos los valores son para comparación con las solicitaciones mayoradas.

La resistencia de diseño del perno y del ángulo considera los estados límites de corte del perno, deslizamiento crítico del perno, aplastamiento del perno en los ángulos, cedencia por corte en los ángulos, rotura por corte de los ángulos y rotura por bloque de corte de los ángulos.

La resistencia de diseño del alma de la viga, considera los estados límites de aplastamiento del perno en el alma de la viga. Para vigas con destaje solamente en el ala superior, el estado límite de rotura en el bloque de corte es también considerado. Adicionalmente, para vigas con destaje en ambas alas, se consideran los estados limites de cedencia por corte y rotura por corte del alma de la viga. En los miembros con destaje, se debe verificar independientemente los estados límites de cedencia por flexión y pandeo lateral.

La resistencia de diseño del apoyo, considera el estado límite de aplastamiento del perno en el apoyo.

En el Ejemplo B-1 del Anexo B se muestra la utilización de ésta Tabla.

9.1.3 Conexiones con Ángulos Dobles Totalmente Soldados

La Tabla B-2: *"Conexión con Ángulos Dobles Totalmente Soldados"* es una ayuda para el diseño de éstas conexiones. La resistencia del electrodo es supuesta en 70 ksi (4920 kgf/cm^2). Todos los valores son para comparación con las solicitaciones mayoradas.

La resistencia de diseño de la soldadura considera el estado límite de corte de la soldadura. La resistencia de diseño para la *Soldadura A* está determinada usando el método del centro instantáneo de rotación. La resistencia de diseño para la *Soldadura B* está determinada por el método elástico. Con el eje neutro asumido a un sexto de la altura de los ángulos medido desde la parte superior de los ángulos en compresión, la resistencia de diseño de ésta soldadura en kgf. es ϕR_n:

$$\phi R_n = 2 * \frac{0.75 * 0.6 * F_{EXX} * w * 0.707 * L}{\sqrt{1 + \frac{12.96e^2}{L^2}}} \qquad (9\text{-}1)$$

Donde: "w" es el tamaño de la soldadura en cm, "L" es la longitud de los ángulos de la conexión en cm, y "e" es el ancho del lado del ángulo de la conexión unido al apoyo en cm.

El espesor mínimo del alma de la viga soportada por la Soldadura A y del apoyo para la Soldadura B se obtiene igualando la resistencia por cedencia por corte de éstos elementos con la resistencia del metal de la soldadura.

El espesor mínimo en cm. del alma de la viga soportada por la Soldadura A (dos líneas de soldadura) es:

$$t = 2 * \frac{0.75 * 0.6 * F_{EXX} * w * 0.707}{0.9 * 0.6 * F_y} \qquad (9\text{-}2)$$

De forma similar para la Soldadura B, el espesor mínimo en cm. del alma o del ala de la viga de apoyo (una línea de soldadura) es:

$$t = \frac{0.75 * 0.6 * F_{EXX} * w * 0.707}{0.9 * 0.6 * F_y} \qquad (9\text{-}3)$$

Cuando hay líneas de soldadura opuestas a las de los lados al apoyo, el espesor mínimo es la suma de los espesores requeridos por cada soldadura. Cuando el espesor mínimo del

material es menor que el presente, la resistencia de diseño de la soldadura debe ser reducida por la relación entre el espesor mínimo y el espesor provisto.

El espesor mínimo del ángulo debe ser igual al tamaño de la soldadura más 1.6 mm.

En el Ejemplo B-2 del Anexo B se muestra la utilización de ésta Tabla.

9.2 CONEXIONES CON PLANCHA EXTREMA DE CORTE

Una conexión con plancha extrema de corte está constituida por una plancha de pequeña longitud unida al alma de la viga soportada. La plancha extrema de corte es siempre soldada en taller al alma de la viga con una soldadura de filete a cada lado, pero puede ser empernada o soldada en campo al apoyo. La soldadura que conecta la plancha extrema al alma de la viga no debe tener retorno a través del espesor del alma de la viga en la parte superior o inferior de la plancha extrema por riesgo de corte en el alma de la viga.

Cuando la plancha es soldada al apoyo, se debe proveer de una adecuada flexibilidad en la conexión. Las líneas de las soldaduras estarán ubicadas a lo largo del borde de la plancha con un retorno en la parte superior dado por la Sección 29.2.6 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. La soldadura completa a través de la parte superior de la plancha debe evitarse porque puede inhibir la flexibilidad.

El uso de aceros con F_y mayores a 2530 kgf/cm^2 para la plancha extrema debe estar basado en una investigación de ingeniería que confirme que puede ser provista una adecuada flexibilidad.

9.2.1 Verificaciones del Diseño

La resistencia de diseño de los pernos, soldaduras y de los elementos conectados debe ser determinada de acuerdo a la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. El estado límite de cedencia por corte del alma de la viga deberá ser verificado a lo largo de la longitud de la soldadura de conexión con plancha extrema al alma de la viga. En todos los casos, la resistencia de diseño por ϕR_n debe ser igual o mayor que la resistencia requerida R_u.

9.2.2 Conexiones con Plancha Extrema de Corte Empernada / Soldada

La Tabla B-3: *"Conexión con Plancha Extrema de Corte Empernada / Soldada"* es una ayuda para el diseño de conexiones empernadas al miembro soportado y soldadas a la viga de soporte. Sólo es aplicable a una fila vertical de pernos a cada lado de la plancha. Se puede utilizar pernos A325 y A490 de ¾ plg, ⅞ plg y 1 plg de diámetro. La separación entre los centros de los agujeros (s) y las distancias al borde (L_{ev} y L_{eh}) deberán cumplir con los requisitos de los Artículos 22.4 y 22.5 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. Todos los valores son para comparación con las solicitaciones mayoradas.

La resistencia de diseño del perno y de la plancha extrema de corte considera los estados límites de corte del perno, deslizamiento crítico del perno, aplastamiento del perno en la plancha extrema, cedencia por corte en la plancha extrema, rotura por corte de la plancha extrema y rotura por bloque de corte de la plancha extrema.

La resistencia de diseño de la soldadura y del alma de la viga considera el estado límite de corte de la soldadura asumiendo una longitud efectiva de soldadura igual a la longitud de la plancha menos dos veces el tamaño de la soldadura. El espesor mínimo del alma de la viga en cm. se obtiene igualando la resistencia por cedencia por corte del alma del material con la resistencia del metal de la soldadura,

$$t = 2 * \frac{0.75 * 0.6 * F_{EXX} * w * 0.707}{0.9 * 0.6 * F_y} \qquad (9\text{-}4)$$

Donde: "w" es el tamaño de la soldadura en cm. Cuando el espesor mínimo del material es menor que el presente, la resistencia de diseño de la soldadura debe ser reducida por la relación entre el espesor mínimo y el espesor provisto.

La resistencia de diseño del apoyo, considera el estado límite de aplastamiento del perno en el apoyo.

En el Ejemplo B-3 del Anexo B se muestra la utilización de ésta Tabla.

9.3 CONEXIONES CON ASIENTO NO RIGIDIZADO

Una conexión con asiento no rigidizado está constituida por un angular de asiento y un angular superior. Éstos ángulos pueden estar empernados o soldados a la viga soportada o bien al apoyo. Se supone que el angular de asiento soporta la reacción completa del extremo de la viga soportada, el angular superior debe ser ubicado en el ala superior o en un lado de la viga soportada con el único propósito de dar soporte lateral y no es necesario que resista tensiones.

Cuando el angular superior es soldado al apoyo y/o a la viga soportada, se debe proveer de una adecuada flexibilidad en la conexión. La soldadura a lo largo de los lados verticales del ala del angular debe evitarse porque puede inhibir la flexibilidad.

9.3.1 Verificaciones del Diseño

La resistencia de diseño de los pernos, soldaduras y de los elementos conectados debe ser determinada de acuerdo a la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. En todos los casos, la resistencia de diseño por ϕR_n debe ser igual o mayor que la resistencia requerida R_u.

Adicionalmente, la resistencia de la viga soportada debe ser verificada y los estados límites aplicables se presentan en la Tabla 9-1.

El angular superior se dimensionará de manera tal que de a la unión la flexibilidad correspondiente, generalmente un espesor de 6 mm con un ala de 100 mm es adecuado. Éste ángulo puede ser empernado con dos pernos en cada ala del ángulo o soldado con un tamaño mínimo de soldadura al miembro soportado o al apoyo.

9.3.2 Conexiones con Asiento No Rigidizado Totalmente Empernado

La Tabla A-4: *"Conexión con Asiento No Rigidizado Totalmente Empernado"* es una ayuda para el diseño de éstas conexiones. Se puede utilizar pernos A325 y A490 de ¾ plg, ⅞ plg y 1 plg de diámetro. La separación entre los centros de los agujeros (s) y las distancias al borde (L_{ev} y L_{eh}) deberán cumplir con los requisitos de los Artículos 22.4 y 22.5 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. Todos los valores son para comparación con las solicitaciones mayoradas.

La resistencia de diseño del angular de asiento considera los estados límites de cedencia por corte y cedencia por flexión del ala sobresaliente del angular; la resistencia de diseño del alma de la viga considera los estados límites de cedencia local y aplastamiento local del alma de la viga.

Tabla 9-1 *Estados Límites de Resistencia Aplicables para la viga soportada*

Estados Límites Aplicables	**Resistencia de Diseño**
Cedencia Local del Alma (Sección 20.3)	Cuando la fuerza concentrada está aplicada a una distancia del extremo del miembro que es menor o igual a la altura de éste: $\phi R_n = 1.0 * (2.5k + N) F_{yw} t_w$ (9-5)
Aplastamiento Local del Alma (Sección 20.4)	Cuando la carga concentrada de compresión a ser resistida está aplicada a una distancia menor de d/2 del extremo del miembro: a) Cuando N / d ≤ 0.2: $\phi R_n = 0.75\left(0.4t_w^2\left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}\right)$ (9-6) b) Cuando N / d > 0.2: $\phi R_n = 0.75\left(0.4t_w^2\left[1+\left(\frac{4N}{d}-0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}\right)$ (9-7)

La resistencia de diseño del perno y del angular considera los estados límites de corte del perno y aplastamiento del perno en el angular.

La resistencia de diseño del miembro de soporte, considera el estado límite de aplastamiento del perno en el soporte.

En el Ejemplo B-4 del Anexo B se muestra la utilización de ésta Tabla.

9.3.3 Conexiones con Asiento No Rigidizado Totalmente Soldado

La Tabla B-5: *"Conexión con Asiento No Rigidizado Totalmente Soldado"* es una ayuda para el diseño de éstas conexiones. Todos los valores son para comparación con las solicitaciones mayoradas.

La resistencia de diseño del angular de asiento considera los estados límites de cedencia por corte y cedencia por flexión del ala sobresaliente del angular; la resistencia de diseño del alma de la viga considera los estados límites de cedencia local y aplastamiento local del alma de la viga.

La resistencia de diseño de la soldadura se determina usando el método elástico. La resistencia de diseño de las soldaduras en el apoyo en kgf. es ϕR_n:

$$\phi R_n = 2 * \frac{0.75 * 0.6 * F_{EXX} * w * 0.707 * L}{\sqrt{1 + \frac{20.25e^2}{L^2}}} \qquad (9\text{-}8)$$

Donde: "w" es el tamaño de la soldadura en cm, "L" es la dimensión vertical del ala del angular de asiento en cm, y "e" es la excentricidad de la reacción en el extremo de la viga con respecto a las líneas de soldaduras en cm.

En el Ejemplo B-5 del Anexo B se muestra la utilización de ésta Tabla.

9.4 CONEXIONES CON ASIENTO RIGIDIZADO

Una conexión con asiento rigidizado está constituida por una plancha de asiento y un elemento rigidizador (una plancha, un par de ángulos, o una T estructural) y un angular superior. El ángulo superior puede estar empernado o soldado a la viga soportada o bien al apoyo y el elemento rigidizador puede estar empernado o soldado al apoyo, la plancha de asiento debe estar empernada a la viga soportada. Se supone que el elemento rigidizador soporta la reacción completa del extremo de la viga soportada, el angular superior debe ser ubicado en el ala superior o en un lado de la viga soportada para un desempeño eficaz y estabilidad.

Cuando el angular superior es soldado al soporte y/o a la viga soportada, se debe proveer de una adecuada flexibilidad en la conexión. La soldadura a lo largo de los lados verticales del ala del angular debe evitarse porque puede inhibir la flexibilidad.

9.4.1 Verificaciones del Diseño

La resistencia de diseño de los pernos, soldaduras y de los elementos conectados debe ser determinada de acuerdo a la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. En todos los casos, la resistencia de diseño por ϕR_n debe ser igual o mayor que la resistencia requerida R_u.

Adicionalmente, la resistencia de la viga soportada debe ser verificada; los estados límites aplicables son cedencia local del alma y aplastamiento local del alma.

En las conexiones con asiento rigidizado a un lado del alma de una columna de soporte puede ser necesario investigar la resistencia al punzonado. Ellifrit y Sputo (1991) mostraron que el punzonado puede no ser crítico si se diseña con los siguientes parámetros.

1. Ésta simplificación es aplicable a las secciones de columna de 350 a 125 mm de altura, por ejemplo: W14, W12, W10, W8, W6, W5.
2. La viga soportada debe ser empernada a la plancha de asiento con pernos de alta resistencia ASTM A325 o A490 para considerar la acción de apalancamiento causado por la rotación de la conexión por la carga última, la soldadura de la plancha de asiento a la viga no es recomendable porque falta soldaduras para la resistencia requerida y ductilidad. La línea central de los pernos (B) debe ser localizada a una distancia no mayor que la mitad del ancho del asiento (W) ó 70 mm de la cara del ala de la columna.
3. Para conexiones de asiento donde W = 20 cm ó W = 22.5 cm y 8.75 cm < B ≤ W/2, ó donde W = 17.5 cm y 7.5 cm < B ≤ W/2, para columnas de 350 mm de altura, referente a Ellifrit y Sputo (1991).
4. El ángulo superior puede ser empernado o soldado, pero debe tener un espesor mínimo de 6 mm.
5. La plancha de asiento no debe ser soldada al ala de la columna.
6. El tamaño máximo de la soldadura para electrodos de 70 ksi (4920 kgf/cm^2) está limitado por el espesor del alma de la columna t_w para conexiones a un lado del alma; para conexiones en línea a ambos lados del alma de la columna, el tamaño máximo de la soldadura es $t_w/2$ para F_y = 36 ksi (2530 kgf/cm^2) y es $2t_w/3$ para F_y = 50 ksi (3520 kgf/cm^2). Esto es igual aproximadamente a la resistencia por cedencia por corte del alma de la columna con la resistencia por corte de la soldadura, como con las conexiones con asiento no rigidizado, la contribución de la excentricidad requerida por la resistencia a la cedencia por corte es despreciada.

El angular superior y ésta conexión usualmente no se dimensiona para algún requerimiento de resistencia, generalmente un espesor de 6 mm con un mínimo de 100 mm es adecuado. Éste ángulo puede ser empernado con dos pernos en cada ala del ángulo o soldado con un tamaño mínimo de soldadura al miembro soportado o al apoyo.

9.4.2 Conexiones con Asiento Rigidizado Totalmente Empernado

La Tabla B-6: *"Conexión con Asiento Rigidizado Totalmente Empernado"* es una ayuda para el diseño de éstas conexiones. Se utilizan pernos de alta resistencia A325 y A490 de ¾ plg, ⅞ plg y 1 plg de diámetro. La separación vertical de los pernos en el elemento rigidizado deberán cumplir con los requisitos de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. Todos los valores son para comparación con las solicitaciones mayoradas.

La resistencia de diseño del rigidizador considera el estado límite de aplastamiento del material del rigidizador. La resistencia de diseño del alma de la viga considera los estados límites de cedencia local y aplastamiento local del alma de la viga.

La resistencia de diseño del perno considera el estado límite de corte del perno.

En el Ejemplo 6 del Anexo B se muestra la utilización de ésta Tabla.

9.4.3 Conexiones con Asiento Rigidizado Empernado / Soldado

La Tabla B-7: *"Conexión con Asiento Rigidizado Empernado / Soldado"* es una ayuda para el diseño de éstas conexiones. Todos los valores son para comparación con las solicitaciones mayoradas.

La resistencia de diseño de la soldadura se calcula usando el método elástico. La resistencia de diseño en kgf. es ϕR_n:

$$\phi R_n = \frac{0.75 * 0.6 * F_{EXX} * w * 0.707}{\dfrac{\sqrt{L^2 + 16 * (0.8 * W)^2}}{2.4 * L^2}} \qquad (9\text{-}9)$$

Donde: "w" es el tamaño de la soldadura en cm, "L" es la dimensión vertical del ala del angular de asiento en cm. y "W" es el ancho del asiento en cm.

El espesor de la plancha de asiento o del ala de la T no debe ser menor de 9 mm. Si el rigidizador y el asiento están compuesto de planchas separadas, el rigidizador debe

soportar el asiento. Las soldaduras que conectan a las dos planchas deben tener una resistencia no menor que las soldaduras horizontal al apoyo bajo la plancha de asiento.

La resistencia de diseño del alma de la viga considera los estados límites de cedencia local y aplastamiento local del alma de la viga.

El espesor del rigidizador puede ser determinado de forma conservadora como sigue:

$$t_{min} = t_{cw} * \frac{F_{yb}}{F_{yst}} \qquad (9\text{-}10)$$

Adicionalmente, el espesor mínimo del rigidizador debe cumplir con lo siguiente para F_{EXX} = 70 ksi (4920 kgf/cm^2):

- Para rigidizadores con F_y = 36 ksi (2530 kgf/cm^2), $t_{min} = 2 * w$ (9-11)
- Para rigidizadores con F_y = 50 ksi (3520 kgf/cm^2), $t_{min} = 1.5 * w$ (9-12)

Para conexiones con asiento rigidizado en línea en lados opuestos al alma de la columna el tamaño de la soldadura con electrodos F_{EXX} = 4920 kgf/cm^2, no debe ser mayor que la mitad del espesor del alma de la columna t_w para columnas con F_y = 2530 kgf/cm^2 y no mayor a dos tercios del espesor del alma de la columna t_w para columnas con F_y = 3520 kgf/cm^2.

En el Ejemplo B-7 del Anexo B se muestra la utilización de ésta Tabla.

9.5 CONEXIONES CON PLANCHA SIMPLE

Una conexión con plancha simple está constituida por una plancha a un lado del alma de la viga soportada. Ésta plancha es siempre es soldada por ambos lados al apoyo y empernada al miembro soportado.

9.5.1 Verificaciones del Diseño

La resistencia de diseño de los pernos, soldaduras y de los elementos conectados debe ser determinada de acuerdo a la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. En todos los casos, la resistencia de diseño por ϕR_n debe ser igual o mayor que la resistencia requerida R_u.

La excentricidad debe ser siempre considerada en el diseño de la conexión de plancha simple, los pernos deben ser diseñados para el corte R_u y un momento por excentricidad

$R_u e_b$. La excentricidad sobre los pernos e_b depende de las condiciones del apoyo presente y de los agujeros que se estén usando en la plancha, ya sea estándar o de ranura corta. El cálculo de la excentricidad para éstas conexiones se presenta en la Tabla 9-2.

Tabla 9-2 *Excentricidad sobre los Pernos en Conexiones con Plancha Simple*

Condiciones del Apoyo	Tipo de Agujero	Excentricidad sobre los Pernos
Flexible	Estándar	$e_b = \lvert 2.54(n-1) - a \rvert \geq a$ (9-13)
	Ranura Corta	$e_b = \left\lvert \frac{5.08n}{3} - a \right\rvert \geq a$ (9-14)
Rígido	Estándar	$e_b = \lvert 2.54(n-1) - a \rvert$ (9-15)
	Ranura Corta	$e_b = \left\lvert \frac{5.08n}{3} - a \right\rvert$ (9-16)

Un apoyo flexible posee baja rigidez relativa rotacional y permite la rotación en el extremo de la viga simplemente apoyada facilitado principalmente por la rotación del apoyo. Tal condición extrema puede existir en una conexión de una viga con otra viga a un solo lado del alma o con vigas bajas conectadas a columnas de luz relativa.

Un apoyo rígido posee alta rigidez relativa rotacional la cual reprime la rotación en el extremo de la viga simplemente apoyada que ocurre principalmente en el extremo de la conexión, tal como una conexión de una viga al ala de una columna o conexiones de dos vigas concurrentes al alma de otra viga.

Cuando la condición del apoyo es intermedia entre flexible y rígido o no puede ser fácilmente clasificado como flexible o rígido, el valor más grande de e_b puede ser obtenido de las ecuaciones anteriores de manera conservadora.

Para cualquier combinación de condiciones de apoyo y tipo de agujeros, el tamaño de la soldadura con electrodo de 70 ksi (4920 kgf/cm^2) debe ser igual a tres cuartos del espesor de la plancha "t_p" para un material de plancha con F_y = 2530 kgf/cm^2 y F_u = 4080 kgf/cm^2. Esto garantiza que la soldadura no sea el elemento crítico en la conexión.

El procedimiento anterior es válido para conexiones con plancha simple con 62.5 mm $\leq$ a $\leq$ 87.5 mm.

9.5.2 Conexiones con Plancha Simple

La Tabla B-8: *"Conexión con Plancha Simple"* es una ayuda para el diseño de conexiones con plancha simple soldada al apoyo y empernada a la viga soportada. Sólo es aplicable a una fila vertical de pernos. Se puede utilizar pernos A325 y A490 de ¾ plg, ⅞ plg y 1 plg de diámetro. La separación entre los centros de los agujeros (s) y las distancias al borde (L_{ev} y L_{eh}) deberán cumplir con los requisitos de los Artículos 22.4 y 22.5 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98.

La resistencia de diseño del perno y de la plancha considera los estados límites de corte del perno, aplastamiento del perno en la plancha, cedencia por corte en la plancha, rotura por corte en la plancha, rotura por bloque de corte en la plancha y corte de la soldadura.

La resistencia de diseño del alma de la viga, considera los estados límites de aplastamiento del perno en el alma de la viga. Para vigas con destaje solamente en el ala superior, el estado límite de rotura en el bloque de corte es también considerado. Adicionalmente, para vigas con destaje en ambas alas, se consideran los estados límites de cedencia por corte y rotura por corte del alma de la viga. En los miembros con destaje, se debe verificar independientemente los estados limites de cedencia por flexión y pandeo lateral.

En el Ejemplo B-8 del Anexo B se muestra la utilización de ésta Tabla.

9.6 CONEXIONES CON ÁNGULO SIMPLE

Una conexión con ángulo simple está constituida por un ángulo a un lado del alma de la viga soportada. Éste ángulo es usualmente unido en taller al apoyo y puede ser empernado o soldado a la viga soportada o bien al apoyo.

Cuando el ángulo es soldado al apoyo, se debe proveer de una adecuada flexibilidad en la conexión. Las soldaduras estarán ubicadas a lo largo y a través de la parte inferior del ángulo con un retorno en la parte superior dado por la Sección 22.2.6 de la Norma

COVENIN-MINDUR 1618-98. La soldadura completa a través de la parte superior del ángulo debe evitarse porque puede inhibir la flexibilidad.

9.6.1 Verificaciones del Diseño

La resistencia de diseño de los pernos, soldaduras y de los elementos conectados debe ser determinada de acuerdo a la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. En todos los casos, la resistencia de diseño por ϕR_n debe ser igual o mayor que la resistencia requerida R_u.

El efecto de la excentricidad debe ser siempre considerado en la unión del ángulo al apoyo. Adicionalmente, la excentricidad debe ser siempre considerada en el caso de una doble fila vertical de pernos por el alma de la viga soportada o si la separación entre los pernos excede de 75 mm. La excentricidad debe ser siempre considerada en el diseño de las soldaduras para conexiones con ángulo simple.

9.6.2 Conexiones con Ángulo Simple Totalmente Empernado

La Tabla B-9: *"Conexión con Ángulo Simple Totalmente Empernado"* es una ayuda para el diseño de éstas conexiones. Sólo es aplicable a una fila vertical de pernos. Se puede utilizar pernos A325 y A490 de ¾ plg, ⅞ plg y 1 plg de diámetro. La separación entre los centros de los agujeros (s) y las distancias al borde (L_{ev} y L_{eh}) deberán cumplir con los requisitos de los Artículos 22.4 y 22.5 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98.

La resistencia de diseño del perno y del ángulo considera los estados límites de corte del perno, aplastamiento del perno en el ángulo, cedencia por corte en el ángulo, rotura por corte en el ángulo, rotura por bloque de corte en el ángulo, cedencia por flexión del lado de soporte del ángulo y rotura por flexión.

La resistencia de diseño del alma de la viga, considera los estados límites de aplastamiento del perno en el alma de la viga. Para vigas con destaje solamente en el ala superior, el estado límite de rotura en el bloque de corte es también considerado. Adicionalmente, para vigas con destaje en ambas alas, se consideran los estados límites de cedencia por corte y rotura por corte del alma de la viga. En los miembros con destaje,

se debe verificar independientemente los estados límites de cedencia por flexión y pandeo lateral.

La resistencia de diseño del apoyo, considera el estado límite de aplastamiento del perno en el apoyo.

En el Ejemplo B-9 del Anexo B se muestra la utilización de ésta Tabla.

9.6.3 Conexiones con Ángulo Simple Empernado / Soldado

La Tabla B-10: *"Conexión con Ángulo Simple Empernado / Soldado"* es una ayuda para el diseño de éstas conexiones. Sólo es aplicable a una fila vertical de pernos. Se puede utilizar pernos A325 y A490 de ¾ plg, ⅞ plg y 1 plg de diámetro. La separación entre los centros de los agujeros (s) y las distancias al borde (L_{ev} y L_{eh}) deberán cumplir con los requisitos de los Artículos 22.4 y 22.5 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98.

La resistencia de diseño del perno y del ángulo considera los estados límites de corte del perno, aplastamiento del perno en el ángulo, cedencia por corte en el ángulo, rotura por corte en el ángulo y rotura por bloque de corte en el ángulo.

La resistencia de diseño de la soldadura es determinada por el método del centro instantáneo de rotación. El espesor mínimo del ala o del alma del apoyo es el espesor determinado al igualar la resistencia del material de apoyo con la resistencia del material de la soldadura. El espesor mínimo del material en cm. (para una línea de soldadura) puede ser calculado como:

$$t = \frac{0.75 * 0.6 * F_{EXX} * w * 0.707}{0.9 * 0.6 * F_y} \qquad (9\text{-}17)$$

Cuando hay líneas de soldadura opuestas a las de los lados al apoyo, el espesor mínimo es la suma de los espesores requeridos por cada soldadura. Cuando el espesor mínimo del material es menor que el presente, la resistencia de diseño de la soldadura debe ser reducida por la relación entre el espesor mínimo y el espesor provisto.

En el Ejemplo B-10 del Anexo B se muestra la utilización de ésta Tabla.

CAPÍTULO 10
CONEXIONES DE MOMENTO TOTALMENTE RESTRINGIDAS

10.1 CALIFICACIÓN DE CONEXIONES

El criterio para el diseño y detalles específicos de conexiones precalificadas que se describe es para su uso en aplicaciones sísmicas. Cada conexión precalificada es limitada a condiciones específicas, incluyendo dimensiones de los miembros, grados del material y otros detalles de la conexión.

10.2 DISEÑO BÁSICO APROXIMADO

Los principios básicos en el diseño de conexiones, incluyen la selección de un tipo de conexión apropiado, estimación de la ubicación del comportamiento inelástico (formación de las rótulas plásticas), determinación del momento plástico probable en las rótulas plásticas, determinación del corte en la rótula plástica, y determinación de las demandas de resistencia en las secciones críticas del montaje.

10.2.1 Configuración de la Estructura

La estructura debe ser proporcionada y detallada de modo que la distorsión angular de la estructura puede ser adaptada a través de una combinación de deformación elástica y el desarrollo de rótulas plásticas con localización predeterminada en la estructura. La Fig. 10-1 indica una estructura con comportamiento inelástico que es adaptada a través del desarrollo de deformación por flexión plástica (rótulas plásticas) en la luz de la viga, distante de la cara de la columna. Dicho comportamiento puede ser obtenido ubicando rigidizadores y conexiones totalmente restringidas usando planchas de cubierta, y detalles similares, tal que la razón entre la demanda por flexión y la capacidad de la sección plástica es máxima en esos sitios interiores de la luz. Ésta condición también puede ser obtenida localizando reducciones en la sección de la viga. La distorsión

angular total, es igual a la suma de la distorsión plástica, y la porción de la distorsión elástica resultante de la deformación por flexión de los miembros individuales. La distorsión resultante de la deformación axial de las columnas no es incluida.

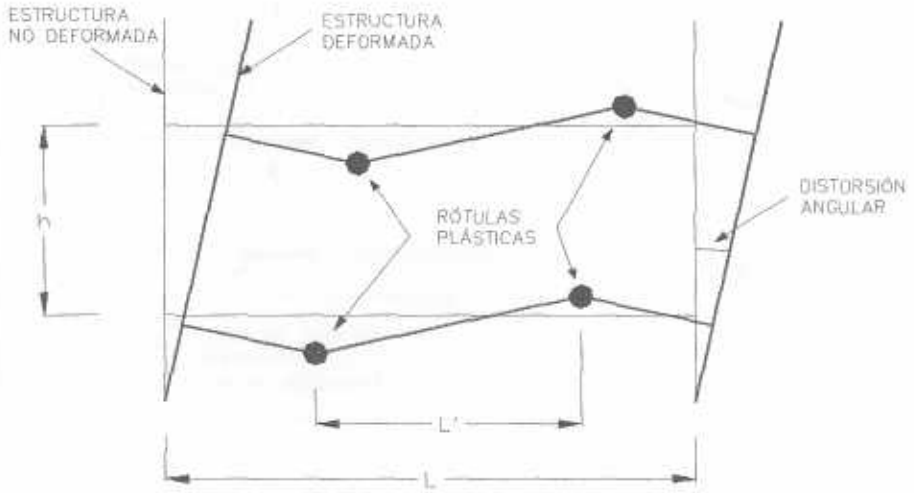


Figura 10-1 *Comportamiento Inelástico de Estructuras con Rótulas Plásticas*

10.2.2 Configuración de la Conexión

La conexión seleccionada debe ser compatible con el sistema estructural y las dimensiones de los miembros, para satisfacer las demandas de resistencia y rigidez bajo las derivas aceptadas.

10.2.3 Determinación de la Localización de la Rótula Plástica

La localización esperada de la formación de la rótula plástica "s_h" debe ser identificada como se indica en la Fig. 10-2. La localización de la rótula plástica presentada para conexiones precalificadas es válida para vigas con cargas de gravedad representando una pequeña porción de la demanda por flexión total. Para estructuras con cargas de gravedad que producen tensiones por flexión significativa en los miembros, la

localización de la formación de la rótula plática deberá ser determina basado en métodos de análisis plásticos.

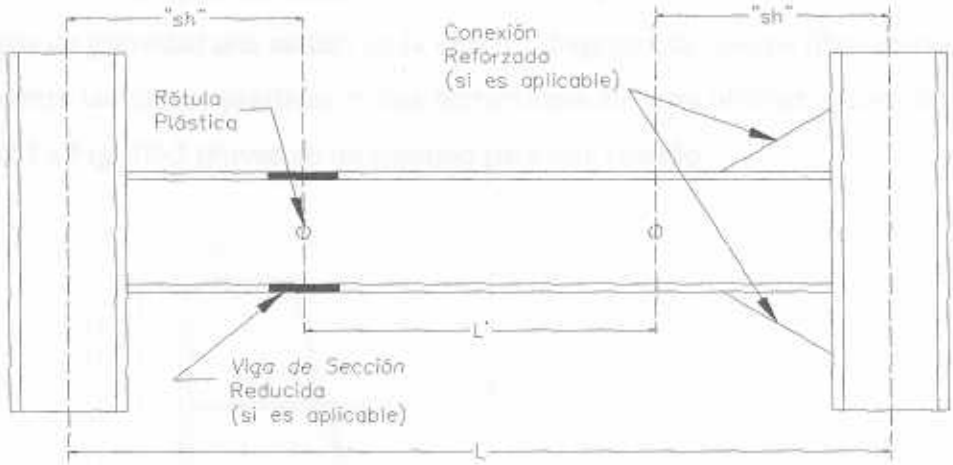


Figura 10-2 *Localización de la Formación de la Rótula Plástica*

10.2.4 Determinación del Momento Plástico Probable en la Rótula Plástica

Para conexiones totalmente restringidas diseñado el desarrollo de la rótula plástica en la viga, el momento plástico probable en el sitio de la rótula plástica debe ser determinado como:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_e F_y \qquad (10\text{-}1)$$

Para la mayoría de las conexiones típicas, C_{pr} se obtiene por la fórmula:

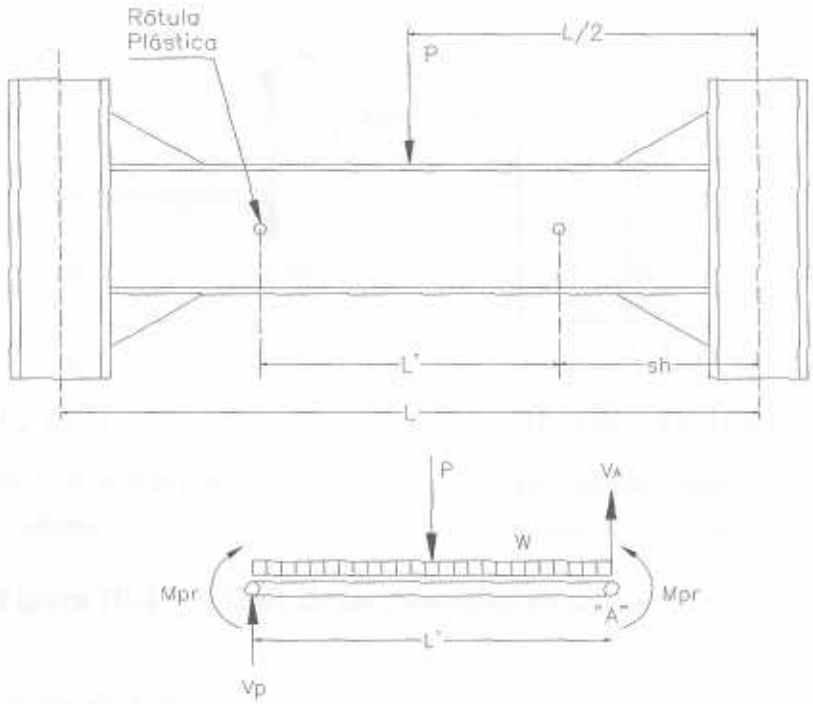
$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \qquad (10\text{-}2)$$

Se puede usar el valor de 1.2 para todos los casos, excepto cuando se indique lo contrario en el procedimiento de diseño individual de la conexión.

Para conexiones que no desarrollan la rótula plástica en la viga, la resistencia de la rótula debe ser calculada, por el mecanismo de cedencia pertinente confirmado por ensayos, considerando las propiedades del material de los elementos que ceden.

10.2.5 Determinación del Corte en la Rótula Plástica

El corte en la rótula plástica deberá ser determinado por métodos estáticos, considerando las cargas de gravedad que actúan en la viga. El diagrama de cuerpo libre de esa parte de la viga entre las rótulas plásticas es una herramienta útil para obtener el corte en la rótula plástica. La Fig. 10-3 provee de un ejemplo para éste cálculo.



Tomando sumatoria de momentos alrededor de "A" = 0

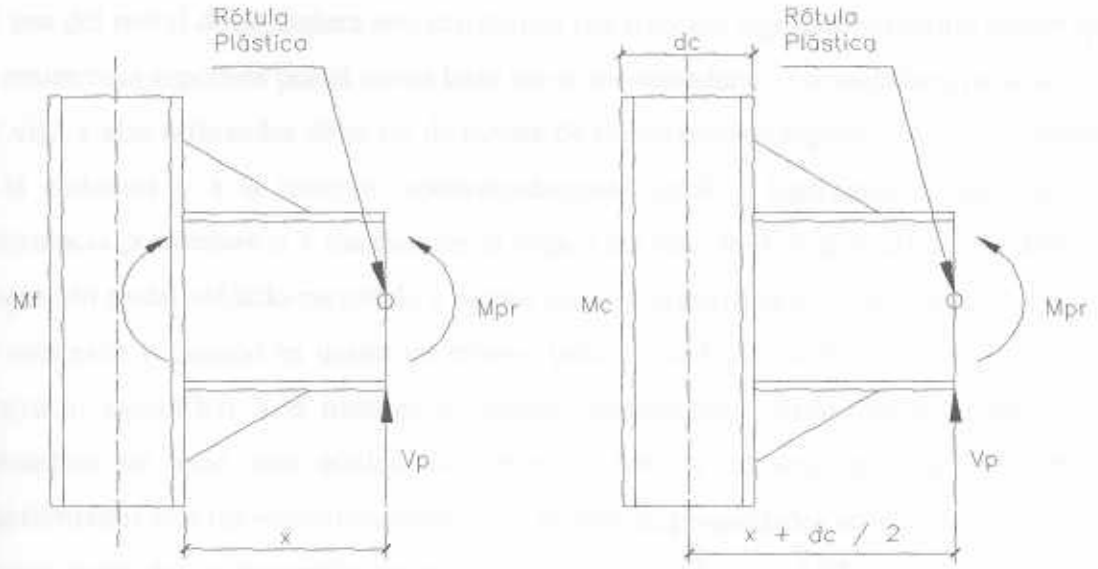
$$V_p = \frac{M_{pr} + M_{pr} + PL'/2 + WL'^2/2}{L'}$$

Figura 10-3 *Ejemplo del Cálculo del Corte en la Rótula Plástica*

10.2.6 Determinación de las Demandas de Resistencia en Cada Sección Crítica

En el diseño de la conexión, incluyendo el dimensionado de planchas, pernos y soldaduras, es necesario determinar las demandas por momentos y fuerzas cortantes en cada sección crítica. Éstas demandas pueden ser calculadas tomando un diagrama de

cuerpo libre en la parte de la conexión entre la sección crítica y la rótula plástica. La Fig. 10-4 demuestra éste procedimiento para dos secciones críticas de la viga que se muestra en la Fig. 10-3.



$M_f = M_{pr} + V_p x$

(a) Sección Crítica en la Cara de la Columna

$M_c = M_{pr} + V_p(x + d_c/2)$

(b) Sección Crítica en el Eje Central de la Columna

Figura 10-4 *Cálculo de las Demandas en las Secciones Críticas*

10.2.7 Momento Cedente

El procedimiento de diseño para algunas conexiones precalificadas, requiere que sea determinado el momento en la cara de la columna al comienzo de la formación de la rótula plástica. M_{yf} puede ser determinado por la siguiente ecuación:

$$M_{yf} = C_y M_f \tag{10-3}$$

donde:

$$C_y = \frac{1}{C_{pr}\dfrac{Z_{be}}{S_b}} \tag{10-4}$$

10.3 REQUISITOS GENERALES

10.3.1 Metal Soldado Compatible y Mejorado

El uso del metal de soldadura con resistencia por tracción significativamente menor que la resistencia esperada por el metal base no es recomendable. La soldadura para las alas de viga y alas reforzadas debe ser de ranura de penetración completa y tener resistencia a la cedencia y a la tracción aproximadamente igual, o ligeramente mayor que la resistencia por cedencia y tracción de la viga o las alas de la viga soldada. No debe ser requerido metal soldado mejorado a menos que sea especificado en la precalificación de la conexión o cuando es usado un ensayo para la calificación de una conexión en un proyecto específico. Los metales de aporte comúnmente usados en los procesos de soldadura de arco con núcleo fundente (FCAW) y el arco manual (SMAW) y conformados con las especificaciones E70 provee de propiedades adecuadas para unir la mayor parte de los materiales conformados por ASTM A36, A572, Grado 42 y Grado 50, A913 Grado 50 y A992. Los empalmes de columnas soldados conformados por acero ASTM A913, Grado 65 deben ser realizados con metales de aporte capaces de depositar metal de soldadura con una resistencia mínima de tracción de 5630 kgf/cm^2.

10.3.2 Dureza del Metal de Soldadura

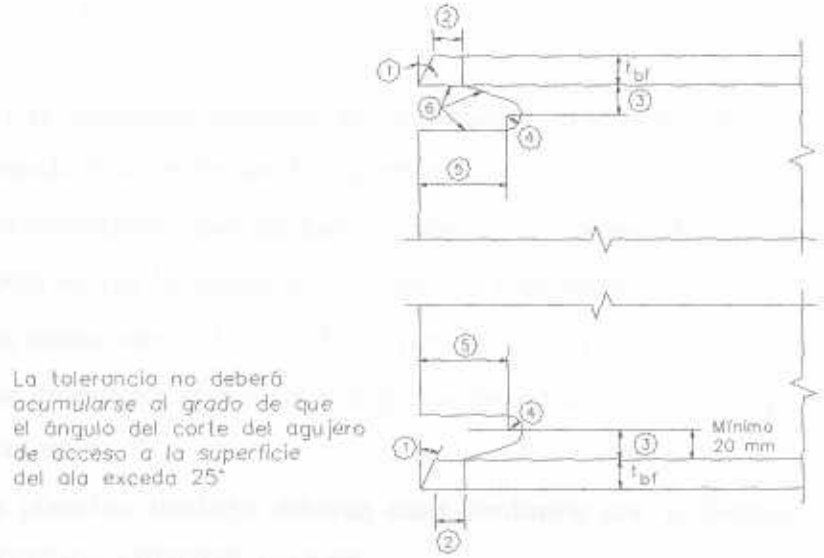
Para estructuras en las cuales los miembros de acero son mantenidos a una temperatura de 10° C o superiores, los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas en uniones soldadas críticas, incluyendo soldaduras de ranura de penetración completa de alas de viga a alas de columna, empalmes de columnas, y uniones similares, deben ser realizadas con metal de aporte provisto de dureza CVN de 2.75 kgf.m a -29° C y 5.5 kgf.m a 21° C. Para estructuras con temperaturas de servicio menores que 10° C, ésta calificación de temperaturas deberá ser reducida.

10.3.3 Respaldos para Soldar, Planchas de Extensión y Otros Detalles

Los respaldos para soldar y las planchas de extensión deben ser removidos del ala soldada con soldadura de penetración completa, a menos que se indique de otro modo en la precalificación de la conexión o se demuestre que no es requerido en una prueba de calificación para un proyecto específico.

10.3.4 Agujeros de Acceso a la Soldadura

Las soldaduras de conexiones resistentes a momento deben utilizar configuraciones de agujeros de acceso a la soldadura como se muestra en la Fig. 10-5.



Notas:

1. Bisel como es requerido por AWS D1.1 para el procedimiento de soldadura de ranura seleccionado.
2. Más largo que t_{bf} o 12.5 mm. (más ½ t_{bf}, o menos ¼ t_{bf})
3. ¾ t_{bf} a t_{bf}, mínimo 20 mm (± 6.25 mm)
4. Radio mínimo 10 mm (incremento no limitado, o menos 0)
5. 3 t_{bf}. (± 12.5 mm)
6. Ver FEMA-353, Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications, para detalles de fabricación incluyendo métodos de cortado y otros requisitos.

Figura 10-5 *Detalle Recomendado para Agujeros de Acceso a la Soldadura*

10.3.5 Planchas de Continuidad

A menos que ensayos de conexiones calificadas de proyectos específicos sean ejecutados y demuestren que las planchas de continuidad en las alas de la viga no sean requeridas, las conexiones resistentes a momento deberán ser provistas con planchas de continuidad en las alas de la viga a través del alma de la columna cuando el espesor del ala de la columna es menor que cualquiera de los valores obtenidos por las siguientes ecuaciones:

$$t_{cf} < 0.4\sqrt{1.8 b_{bf} \cdot t_{bf} \cdot \frac{F_{ybf} \cdot R_{yb}}{F_{ycf} \cdot R_{yc}}} \qquad (10\text{-}5)$$

$$t_{cf} < \frac{b_{bf}}{6} \qquad (10\text{-}6)$$

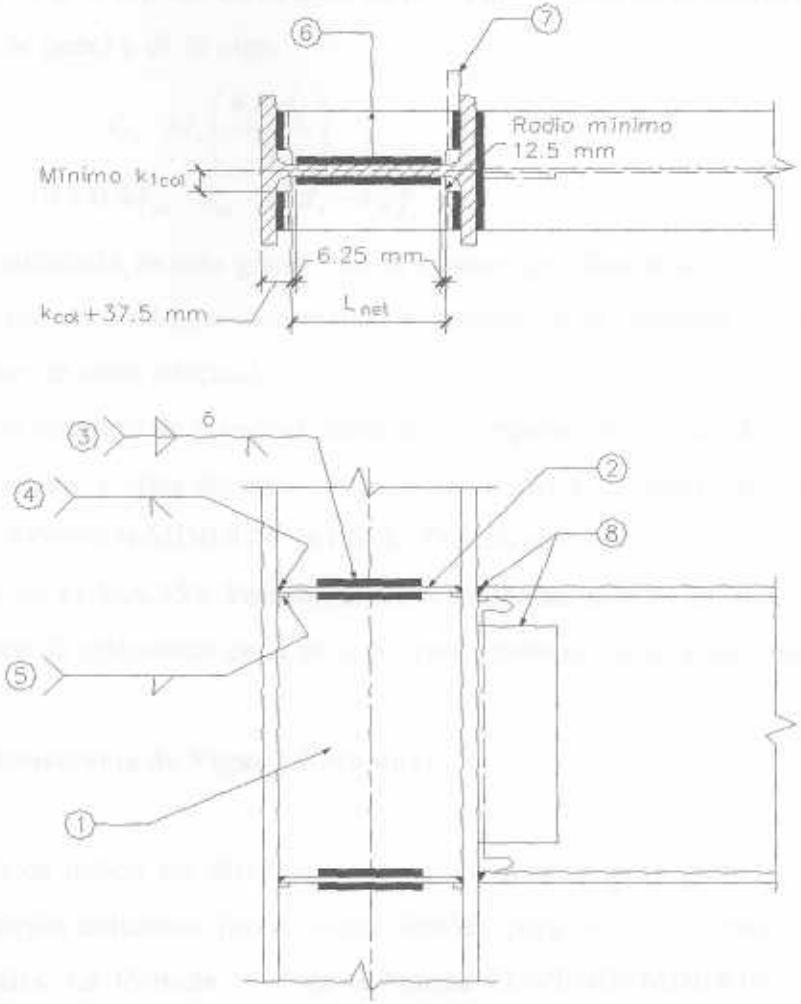
Cuando se requieran planchas de continuidad, el espesor de las planchas deberá ser determinado de acuerdo con lo siguiente:

- Para conexiones por un lado (exterior), el espesor de la plancha de continuidad deberá ser por lo menos de un medio del espesor de las dos alas de la viga.
- Para conexiones a los dos lados (interior), las planchas de continuidad deberán ser igual en espesor al espesor más grueso de las dos alas de la viga en cualquier lado de la columna.
- Las planchas también deberán estar conforme con la Sección 20.9 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98.

Las planchas de continuidad deben ser soldadas a las alas de la columna usando soldaduras de ranura de penetración completa como se muestra en la Fig. 10-6. Las planchas de continuidad deben ser soldadas al alma como requisito para transmitir la capacidad de corte de la longitud neta de la plancha de continuidad.

10.3.6 Resistencia en la Zona del Panel

Las conexiones resistentes a momento deberán ser proporcionadas por la cedencia inicial por corte de la zona de panel, cedencia por flexión de los elementos de la viga o por las cedencias que ocurren en la viga. El siguiente procedimiento es recomendado:



Notas:

1. Planchas adosadas al alma como son requeridas por la Sección 10.3.6.
2. Planchas de continuidad como son requeridas en la Sección 10.3.5.
3. Resistencia requerida por la soldadura total $= 0.6t_{pl}(L_{net})F_{ypl}$. QC/QA Categoría BL/L.
4. Típicamente junta de penetración completa. QC/QA Categoría BM/T. Para conexiones exteriores viga-columna (viga a un solo lado), la soldadura de la plancha de continuidad al ala de la columna en el lado libre puede hacerse con soldadura de filete en la cara superior e inferior de la plancha.
5. Soldadura de filete continua mínima (Norma COVENIN-MINDUR 1618-98) debajo del respaldo.
6. Ancho mínimo hacia el ala de la viga concordante.
7. Remover las planchas de extensión un máximo de 6.25 mm desde el borde de la plancha de continuidad.
8. Conexión a la viga.

Figura 10-6 *Planchas de Continuidad y Planchas Adosadas Típicas*

1. Calcular t, el espesor de la zona de panel que resulta de la cedencia simultánea de la zona de panel y de la viga.

$$t = \frac{C_y \cdot M_c \left(\frac{h - d_b}{h} \right)}{(0.9)0.6 F_{yc} \cdot R_{yc} \cdot d_c \left(d_b - t_{fb} \right)} \qquad (10\text{-}7)$$

2. Si t, calculado, es más grande que el espesor del alma de la columna, se debe proveer de planchas dobles, o incrementar el tamaño de la columna en una sección con un espesor de alma adecuado.

Cuando se requiere de planchas adosadas, el espesor deberá ser determinado como está descrito arriba, y ellas deberán ser proporcionadas y soldadas como está descrito en la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. Procedimientos QC/QA Categoría BL/L están definidos en FEMA-353. Para conexiones diseñadas usando calificaciones de proyectos específicos, la resistencia en la zona del panel debe ser igual a las conexiones ensayadas.

10.3.7 Resistencia de Vigas y Columnas

Los pórticos deben ser diseñados con un comportamiento global fundamentado en la configuración columnas fuertes-vigas débiles, para evitar la formación de mecanismos individuales. La fórmula 11-2 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98 deberá ser satisfecha. En la aplicación de la fórmula 11-2 de la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98, la cantidad M^*_{pb} deberá ser sustituida por la cantidad M_c como se define en la Sección 10.1.1.6.

10.4 CONEXIONES PRECALIFICADAS

Se consideran precalificadas a aquellas conexiones en las cuales:

1. Exista suficiente información analítica y experimental sobre su comportamiento y mecanismo de falla.
2. La base de los datos es adecuada como para permitir el estudio estadístico de la confiabilidad de la conexión.

Tabla 10-1 *Requisitos para Conexiones Sismorresistentes Precalificadas*

Esquema de la conexión En planta y elevación	
Requisitos Generales:	Referencia normativa
Sistemas estructurales aplicables	Tipo y Nivel de Diseño, ND
Localización de la rótula plástica, s_h	
Parámetros críticos de las vigas:	
Máxima altura, d	Tamaño del perfil
Relación mínima Luz / altura, L/d	Indicar para cada ND
Relación ancho / espesor de las alas, b/t	Valor límite especificado
Espesor del ala	Indicar para cada ND
Especificación del acero	Norma aplicable
Parámetros críticos de la columna:	
Altura, d	Tamaño del perfil permitido para cada ND
Especificación del acero	Norma aplicable
Relación viga / columna:	
Resistencia de la zona del panel	Para el ND correspondiente
Resistencia a flexión columna / viga	
Detalles críticos de la conexión:	
Planchas	
Tamaño de la plancha del ala	
Material de la plancha del ala	Norma aplicable
Tamaño de la plancha extrema	
Material de la plancha extrema	Norma aplicable
Pernos	
Diámetro de los pernos	
Material de los pernos	Norma aplicable
Requisitos de instalación	
Tipo de agujero	
Arandelas	
Soldaduras	
Soldadura a las alas	Esquema
Metal de aporte en las planchas de las alas	
Conexión al alma	
Espesor de las planchas de continuidad	
Parámetros de la soldadura al alma	
Agujeros de acceso a la soldadura	
Otros	Según el caso: cartelas, ángulos, T, etc.

3. Los modelos analíticos permiten predecir la resistencia asociada con cada mecanismo de falla que pueda desarrollarse en la conexión.
4. Las propiedades de los materiales y variables geométricas de la conexión permiten reproducir los modos y mecanismos que controlen el comportamiento y capacidad de deformación de la conexión.

Para utilizar una conexión precalificada, se debe verificar que se satisfacen los requisitos exigidos por la misma; algunos de éstos requisitos se muestran en la Tabla 10-1.

10.4.1 Conexión Empernada al Alma con Alas Soldadas No Reforzadas

Éstas conexiones son TR y precalificadas sólo para aplicaciones en ND1, y dentro de los parámetros dados en la Tabla C-1. Están constituidas por una conexión de corte y soldaduras de ranura de penetración completa para unir las alas de la viga soportada directamente a las alas de la columna de apoyo. La unión al alma de la viga se realiza con pernos de alta resistencia en deslizamiento crítico a la plancha de corte que es soldada al ala de la columna.

Las mejoras incorporadas en ésta conexión sobre las conexiones típicas detalladas antes del terremoto de Northridge incluye lo siguiente:

1. Metal de soldadura con dureza apropiada.
2. Remoción del respaldo para soldar el ala inferior de la viga al ala de la columna, y un refuerzo adicional de la soldadura de filete.
3. Uso de una forma mejorada del agujero de acceso de la soldadura.
4. Mejoramiento del control de calidad de la soldadura, y requerimientos para asegurar la calidad y métodos.

Para un mejor desempeño de ésta conexión es beneficioso limitar la cedencia en la zona del panel. Por ésta razón, es recomendado que la zona del panel no sea sobre reforzada.

10.4.1.1 Procedimiento de Diseño

1. Calcular M_{pr}, V_p, en el sitio de la rótula plástica, s_h.

2. Calcular M_c, M_f y C_y.
3. Calcular el espesor requerido en la zona del panel.
4. Calcular el corte de la conexión como: $V_f = \frac{2M_f}{L - d_c} + V_g$ (10-8)
5. Diseño de la plancha y los pernos para el corte V_f. Los pernos deben ser diseñados para aplastamiento, usando un factor de resistencia ϕ de uno.
6. Verificar los requerimientos de planchas de continuidad.
7. Detallar la conexión.

En el Ejemplo D-1 del Anexo D se muestra la aplicación de éste procedimiento.

10.4.2 Conexión Precalificada con Planchas Soldadas a las Alas

Éstas conexiones son TR y precalificadas para aplicaciones en ND1 y ND3, y dentro de los parámetros dados en la Tabla C-2.

Están constituidas por planchas que conectan las alas de la viga soportada a las alas de la columna de apoyo. Para unir la plancha del ala de la viga al ala de la columna se utiliza soldadura de ranura de penetración completa. Las planchas superior e inferior se unen a las alas superior e inferior de la viga con soldadura de filete respectivamente.

10.4.2.1 Procedimiento de Diseño

1. Seleccionar una longitud preliminar de la plancha del ala.
2. Elegir el ancho de la plancha del ala, b_p, basado en el ancho de la viga.
3. Calcular M_{pr}, M_c, M_{yf}.
4. Calcular t_p basado en la ecuación: $t_p = \frac{M_{yf}}{F_{yp} b_p \left(d_b + \frac{t_{plb} + t_{plt}}{2} \right)}$ (10-9)

   Las planchas de ancho variable deben ser verificadas en la sección crítica.
5. Calcular la longitud y espesores de la soldadura de la plancha del ala al ala de la viga usando la ecuación:

$$l_W t_W = \frac{\frac{M_f}{0.95 d_b}}{0.707(0.6F_{EXX})} \qquad (10\text{-}10)$$

l_w = longitud total de la soldadura incluyendo la soldadura extrema.

t_w (máx) = t_p – 1.6 mm

Si las dimensiones de la plancha no permiten soldaduras suficientes, regresar al paso 1 y seleccionar una placa más larga.

6. Determinar el espesor requerido de la zona del panel. Para lo propósitos de éste cálculo, sustituir d_b por $d_b + (t_{plt} + t_{plb})$ y la cantidad $d_b - t_{fb}$ por $d_b - \frac{t_{plt} + t_{plb}}{2}$
7. Determinar los requerimientos de planchas de continuidad. Para éstos propósitos, utilizar el ancho de la plancha como la cantidad b_f.
8. Detallar la conexión.

En el Ejemplo D-2 del Anexo D se muestra la aplicación de éste procedimiento.

10.4.3 *Conexión con Plancha Extrema Empernada No Rigidizada*

Están constituidas por una plancha extrema soldada en taller a la viga usando soldadura de penetración completa para unir las alas de la viga a la plancha y soldadura de filete para unir el alma de la viga a la plancha. La plancha extrema es empernada en campo a la columna. La soldadura de ranura de penetración completa de las alas de la viga es realizada sin agujeros de acceso a la soldadura. Éste tipo de conexión puede ser usada en sistemas ND1 y ND3 con las limitaciones dadas en la Tabla C-3.

El comportamiento de este tipo de conexión puede ser controlado por diferentes modos, incluyendo cedencia por flexión de la sección de la viga, cedencia por flexión de la plancha extrema, cedencia de la zona del panel de la columna, falla por tracción en los pernos de la plancha extrema, falla por corte en los pernos de la plancha extrema, y falla de las juntas soldadas. Algunos de estos modos son frágiles, y por eso indeseables mientras otros tienen significante ductilidad. La cedencia por flexión de la viga y la cedencia por corte en la zona del panel son modos de comportamiento capaces de

exhibir aceptables niveles de comportamiento inelástico. Es necesario la selección de los modos de comportamiento que permitan controlar la deformación inelástica de la conexión.

10.4.3.1 Procedimiento de Diseño

La conexión debe ser diseñada de modo que la cedencia ocurra como una combinación de flexión de la viga y cedencia en la zona del panel o como flexión de la viga solamente. La plancha extrema, los pernos y soldaduras deben ser diseñados de modo que no ocurra cedencia de estos elementos.

1. Calcular M_f y M_c.
2. Seleccionar el tamaño de los pernos de la plancha extrema resolviendo la siguiente ecuación para T_{ub} y seleccionar el tipo de perno y el A_b como se requiera:

$$M_f < 2T_{ub}(d_o + d_i) \qquad (10\text{-}11)$$

donde: $T_{ub} = F_{ut} \cdot A_b$ (10-12)

d_o y d_i están definidos en la Fig. 10-7

3. Verificar la correcta selección del tamaño de los pernos para impedir una falla de corte, asegurando que el área A_b de los pernos satisface la fórmula:

$$A_b \geq \frac{\dfrac{2M_f}{L - d_c} + V_g}{F_v} \qquad (10\text{-}13)$$

4. Determinar el espesor mínimo de la plancha extrema t_p requerido para evitar una falla por fluencia a la flexión según la ecuación:

$$t_p = \sqrt{\frac{M_f}{0.8F_{yp}\left\{(d_b - p_f)\left[\frac{b_p}{2}\left(\frac{1}{p_f} + \frac{1}{s}\right) + (p_f + s)\frac{2}{g}\right] + \frac{b_p}{2}\left(\frac{d_b}{p_f} + \frac{1}{2}\right)\right\}}} \qquad (10\text{-}14)$$

donde: $s = \sqrt{b_p g}$ (10-15)

g se define en la Fig.10-7

La plancha extrema debe ser de acero A36.

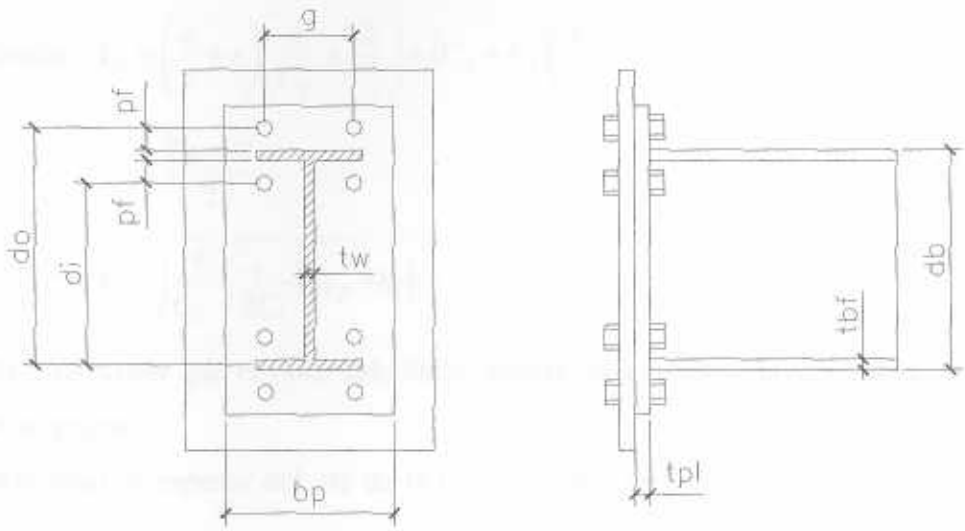


Figura 10-7 *Geometría de Conexiones con Plancha Extrema No Rigidizada*

5. Determinar el espesor mínimo de la plancha extrema t_p requerido para evitar una falla de fluencia al corte según la ecuación: $t_p = \dfrac{M_f}{1.1F_{yp}b_p\left(d_b - t_{bf}\right)}$ (10-16)

6. Determinar el espesor mínimo requerido del ala de la columna para resistir la tensión del ala de la viga según la ecuación:

$$t_{fc} = \sqrt{\frac{\dfrac{M_f}{d_b - t_{fb}}C_1}{2F_{yc}c}} \qquad (10\text{-}17)$$

donde: $C_1 = \dfrac{g}{2} - k_1$ (10-18)

Si el espesor del ala de la columna es menor que lo requerido, se necesitan planchas de continuidad.

7. Si son requeridas planchas de continuidad, el espesor del ala de la columna debe ser verificado adicionalmente para cumplir lo siguiente:

$$t_{fc} > \sqrt{\frac{\dfrac{M_f}{2\left(d_b - t_{fb}\right)}}{0.8F_{yc}Y_c}} \qquad (10\text{-}19)$$

donde: $Y_c = \left(\frac{c}{2}+s\right)\left(\frac{1}{C_2}+\frac{2}{C_1}\right)+(C_2+C_1)\left(\frac{4}{c}+\frac{2}{s}\right)$ (10-20)

$$C_2 = \frac{b_{fc}-g}{2} \quad (10\text{-}21)$$

$$s = \sqrt{\frac{C_1 C_2}{C_2+2C_1}\left(2b_{fc}4k_1\right)} \quad (10\text{-}22)$$

Si t_c es menor que el valor calculado, deberá seleccionarse una columna con una ala más gruesa.

8. Verificar el espesor del ala de la columna para la compresión del ala de la viga de acuerdo con lo siguiente: $t_{cf} > \frac{M_f}{(d_b - t_{fb})(6k + 2t_{pl} + t_{bf})F_{yc}}$ (10-23)

   Si t_{fc} es menor que el obtenido por la ecuación, entonces se requiere de planchas de continuidad.

9. Verificar la capacidad de corte de la zona del panel. Para fines de éste cálculo, d_b puede ser tomada como la distancia desde un extremo de la plancha extrema hasta el centro del ala de la viga en el extremo opuesto.
10. Detallar la conexión.

En el Ejemplo D-3 del Anexo D se muestra la aplicación de éste procedimiento.

10.4.4 Conexión con Plancha Extrema Empernada Rigidizada

Ésta conexión está constituida por una plancha extrema soldada en taller a la viga usando soldadura de penetración completa para unir las alas de la viga a la plancha extrema y soldadura de filete para unir el alma de la viga a la plancha extrema. La plancha extrema es entonces empernada en campo a la columna. La soldadura de ranura de penetración completa de las alas de la viga es realizada sin agujeros de acceso a la soldadura. Las alas sobresalientes de la plancha extrema a la parte superior e inferior de la viga están rigidizadas por una plancha vertical que se extienden hacia fuera de las alas de la viga. Estas planchas rigidizadoras están soldadas a las alas de la viga y a la plancha

extrema con soldadura de ranura doble biselada de penetración completa. Éste tipo de conexión puede ser usada en sistemas ND1 y ND3 con las limitaciones dadas en la Tabla C-4.

El comportamiento de este tipo de conexión puede ser controlado por diferentes modos, incluyendo cedencia por flexión de la sección de la viga, cedencia por flexión de la plancha extrema, cedencia de la zona del panel de la columna, falla por tracción en los pernos de la plancha extrema, falla por corte en los pernos de la plancha extrema, y falla de las juntas soldadas. Algunos de estos modos son frágiles, y por eso indeseables mientras otros tienen significante ductilidad. La cedencia por flexión de la viga y la cedencia por corte en la zona del panel son modos de comportamiento capaces de exhibir aceptables niveles de comportamiento inelástico. El siguiente procedimiento está basado en acciones inelásticas.

10.4.4.1 Procedimiento de Diseño

La conexión debe ser diseñada de modo que la cedencia ocurra como una combinación de flexión de la viga y cedencia en la zona del panel o como flexión de la viga solamente.

1. Calcular M_f y M_c.
2. Seleccionar el tamaño de los pernos de la plancha extrema resolviendo la siguiente ecuación para T_{ub} y seleccionar el tipo de perno y el A_b como se requiera:

$$M_f < 3.4T_{ub}(d_o + d_i) \qquad (10\text{-}24)$$

donde: d_o y d_i están definidos en la Fig. 10-8

Confirmar que T_{ub} satisface la ecuación:

$$T_{ub} \geq \frac{(3.76*10^{-8})p_f^{\,0.591}(F_{fu})^{2.583}}{t_p^{\,0.895}d^{1.909}t_s^{\,0.27}b_p^{\,0.965}} + T_b \qquad \text{en kgf/cm}^2 \qquad (10\text{-}25)$$

Ajustar el tamaño del perno si se requiere.

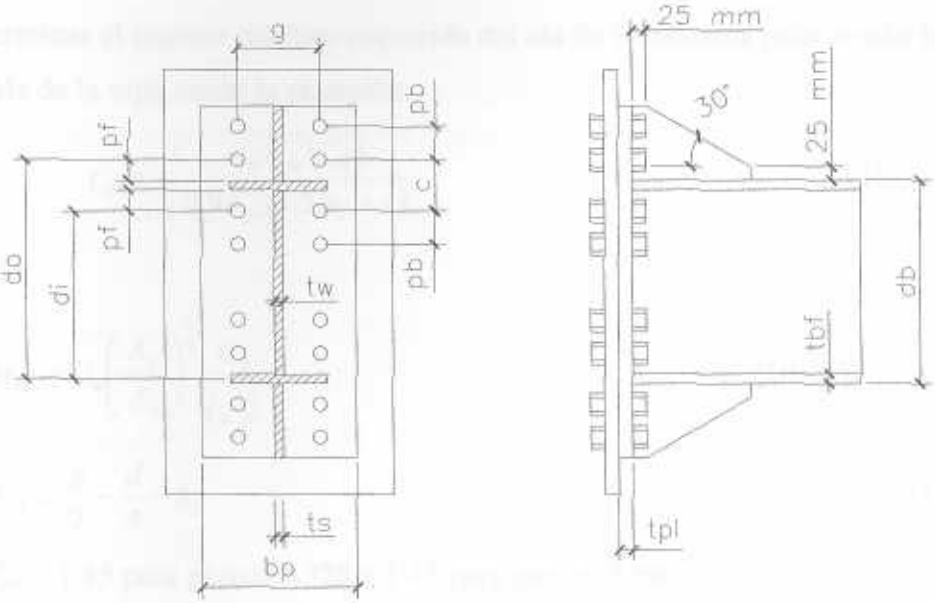


Figura 10-8 *Geometría de Conexiones con Plancha Extrema Rigidizada*

3. Verificar la correcta selección del tamaño de los pernos para impedir una falla de corte, asegurando que el área A_b de los pernos satisface la fórmula:

$$A_b \geq \frac{\dfrac{2M_f}{L-d_c}+V_g}{6F_v} \qquad (10\text{-}26)$$

4. Determinar el espesor mínimo de la plancha extrema t_p requerido en cm. para evitar una falla por fluencia a la flexión, adoptando el valor más grande dado por las siguientes ecuaciones:

$$t_p \geq \frac{\left(7.57*10^{-5}\right)p_f^{\,0.9}\,g^{0.6}F_{fu}^{\,0.9}}{d^{0.9}t_s^{\,0.1}b_p^{\,0.7}} \qquad (10\text{-}27)$$

$$t_p \geq \frac{\left(4.65*10^{-5}\right)p_f^{\,0.25}\,g^{0.15}F_{fu}}{d^{0.7}t_s^{\,0.15}b_p^{\,0.3}} \qquad (10\text{-}28)$$

donde: $F_{fu} = \dfrac{M_f}{d_b - t_{bf}}$ en kgf / cm (10-29)

La plancha extrema requerida debe ser de acero ASTM A36 y que las planchas rigidizadoras deben ser tan gruesas como el alma de la viga.

5. Determinar el espesor mínimo requerido del ala de la columna para resistir la tensión del ala de la viga según la ecuación:

$$t_{cf} = \sqrt{\frac{\alpha_m F_{fu}(C_3)}{0.9F_{yc}(3.5p_b + c)}} \qquad (10\text{-}30)$$

donde:

$$\alpha_m = C_a\left(\frac{A_f}{A_w}\right)^{\frac{1}{3}} \frac{C_3}{(d)^{\frac{1}{4}}} \qquad (10\text{-}31)$$

$$C_3 = \frac{g}{2} - \frac{d}{4} - k_1 \qquad (10\text{-}32)$$

C_a = 1.45 para pernos A325 y 1.48 para pernos A490.

Si el ala de la columna es más delgada que el requerido, se debe proporcionar de planchas de continuidad.

6. Verificar el espesor del ala de la columna para la compresión del ala de la viga de acuerdo con la fórmula (10-23). Si ésta relación no se satisface, se requiere de planchas de continuidad.
7. Si se requieren planchas de continuidad, las alas de la columna deben por lo menos tan gruesas como el espesor de la plancha extrema requerida, calculado en el Paso 4.
8. Verificar el corte de la zona del panel. Para fines de éste cálculo, d_b puede ser tomada como la distancia desde el extremo de la plancha extrema hasta el centro del ala opuesta.
9. Detallar la conexión.

En el Ejemplo D-4 del Anexo D se muestra la aplicación de éste procedimiento.

CAPÍTULO 11
CONTROL Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD

A continuación se presentan los aspectos principales para el control y el aseguramiento de la calidad en la fabricación y el montaje del acero estructural, tal como se exigen en la Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1618-98 y en el Reporte FEMA-353 "Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications".

11.1 DEFINICIONES

11.1.1 Control de Calidad

Incluye las funciones a ejecutarse por el Contratista para asegurar que el material y la mano de obra en la construcción cumplan con los Requisitos de Calidad. Incluye las inspecciones y ensayos a los procesos de fabricación y montaje.

11.1.2 Aseguramiento de la Calidad

Consiste de aquellos servicios de inspección que deban ser ejecutados por entes distintos al Contratista, bien sea por exigencias de las Normas o del Propietario.

11.2 PLANIFICACIÓN

11.2.1 Plan de Control de Calidad

Es una declaración por escrito presentada por el Contratista, donde especifica todas las medidas que se tomarán para asegurar que la construcción de los pórticos de acero resistentes a momento se conformará a las especificaciones del proyecto.

11.2.2 Plan de Aseguramiento de Calidad

Es una declaración por escrito de los requisitos referidos a la calidad del proyecto, preparado por el Ingeniero y consistente de dos componentes: a) El conjunto de requisitos sobre material y mano de obra que debe cumplir la construcción terminada, y b) El conjunto de procedimientos que han de seguirse para confirmar el cumplimiento de esos requisitos.

11.3 EL ACERO ESTRUCTURAL

Los documentos del Proyecto deberán especificar el grado de acero utilizado por todos los elementos de acero de la edificación de acuerdo a lo pautado por la ASTM; también los requisitos para el control de la fabricación del material y para el control de calidad del material, entre otros aspectos: procedimientos para la inspección visual durante la recepción del material, los reportes de ensayos, un sistema adecuado de verificación de los grados del material, etc.

11.4 LAS SOLDADURAS

Todos los electrodos, fundentes y gases de protección deberían estar conformes con la última especificación de la Serie A5 de la American Welding Society. Los documentos contractuales deben especificar los requerimientos apropiados de la AWS para el material de soldadura que se va a utilizar, así como el nivel de calidad de las soldaduras requeridas en el proyecto, diferenciando claramente el sistema resistente a cargas sísmicas. Tales criterios son los establecidos en la especificación AWS D1.1 vigente y en la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98 en el Artículo 23.2.

11.5 LOS PERNOS

La fabricación y la inspección de todo el material para pernos debería especificarse conforme a la última edición de la especificación respectiva de la ASTM. Los pernos de alta resistencia deberían estar conformes a la ASTM A325 y A490. La instalación de los pernos y sus componentes debería hacerse de acuerdo a los requisitos del Research Council for Structural Connections (RCSC) Specifications.

Los documentos de la Contratación deben requerir la certificación de todo el material referente a los pernos, incluyendo tuercas y arandelas, así como los procedimientos por escrito de las pruebas de instalación, la instalación y el apriete de los pernos.

CONCLUSIONES

- Éste trabajo representa una ayuda para el diseño y detallado de distintas conexiones en estructuras de acero, ya que se ha recopilado la más reciente información disponible.

- Los requisitos de la Norma venezolana COVENIN 1618-98, están basados en las extensas investigaciones analíticas y experimentales que fundamentan los cambios de las normas AISC, de manera de identificar y minimizar las vulnerabilidades para obtener respuestas más confiables ante los movimientos sísmicos.

- En los pórticos, los momentos y cortes de las vigas se calcularán a la cara de la columna.

- Para utilizar una conexión precalificada, el ingeniero deberá verificar que se satisfacen los requisitos exigidos por la misma. Los parámetros de las conexiones no precalificadas se deberán obtener directamente del modelo.

- Es recomendable soldar en taller y empernar en obra. También se deben extremar los controles en las soldaduras de taller potencialmente vulnerables de una conexión que va a ser empernada en obra.

- Los planes de aseguramiento de calidad deben aplicarse en todas las fases de la obra.

RECOMENDACIONES

Del desarrollo de este trabajo se presentan las siguientes recomendaciones:

- Desarrollar una metodología de diseño estructural para otras conexiones presentes y otras no presentes en la escultura que no están tratadas en éste Trabajo Especial de Grado, como son los empalmes, las plancha bases, las cerchas, etc.

- Generación de tablas para otras conexiones precalificadas.

- Cuantificar la incidencia del detallado en los costos de las estructuras.

- Establecer niveles de calidad, listas de verificaciones para el diseño, la fabricación y la inspección de conexiones de acero estructural.

BIBLIOGRAFÍA

American Institute of Steel Construction, 1994. Load and Resistance Factor Design, 2da. Edition, AISC. Volumen II.

Comisión Venezolana de Normas Industriales, 1999. Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites. Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. FONDONORMA; Caracas, 164 p

Federal Emergency Management Agency, 2000. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350.

Federal Emergency Management Agency, 2000. Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Aplications. FEMA 353.

Gutiérrez, Arnaldo, 2000a. Diseño Sismorresistente de Estructuras de Acero. Diseño de miembros y conexiones según la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. Seminario Técnico Normas para el Proyecto de Estructuras de Acero. SIDETUR, Caracas Nov. 59 p.

Segui, William T, 2000. Diseño de Estructuras de Acero con LRFD. International Thomson Editores. Segunda Edición. 367 p.