



Universidad Católica Andrés Bello  
Vicerrectorado Académico  
Dirección General de los Estudios de Postgrado  
Área: Ingeniería  
Programa: Ingeniería Estructural

## **PROYECTO DE CONEXIONES DE VIGAS DE ACERO A MUROS DE CONCRETO EN ESTRUCTURAS MIXTAS**

Trabajo Especial de Grado presentado como requisito parcial para optar al Título de  
Especialista en Ingeniería Estructural.

Autor:  
ING. JUAN PABLO SOTO AROCHA  
Asesor  
ING. EDUARDO LÓPEZ

Abril del año 2012

## **AGRADECIMIENTOS**

Al Profesor Eduardo López sin cuya ayuda y orientación habría sido imposible la elaboración de este trabajo.

A los Profesores Arnaldo Gutiérrez y Velquis Velandria quienes me pusieron en contacto con el Profesor Eduardo López e intercedieron para que aceptara asesorar este trabajo.

Al Profesor Emmanuel López quien realizó la revisión de la parte metodológica del presente trabajo especial de grado.

A todos ellos mi mayor y eterno agradecimiento.

## TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE FIGURAS .....	iv
CARTA DE APROBACION DEL ASESOR.....	v
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I.....	2
EL PROBLEMA .....	2
1.1 Planteamiento del Problema .....	2
1.2 Objetivos de la investigación.....	3
1.2.1 Objetivo General.....	3
1.2.2 Objetivos Específicos .....	3
1.3 Justificación de la Investigación.....	4
1.4 Alcance de la Investigación.....	4
CAPÍTULO II.....	5
MARCO METODOLÓGICO.....	5
2.1 Tipo de Investigación .....	5
2.2 Diseño de la Investigación .....	6
2.3 Técnicas e Instrumentos para la Recolección de Datos .....	6
2.4 Técnicas para el Análisis de los Datos .....	6
2.5 Fases de la Investigación.....	6
2.6 Operacionalización de los Objetivos .....	7
CAPÍTULO III.....	8
MARCO TEÓRICO.....	8
3.1 Antecedentes de la Investigación .....	8
3.2 Bases Teóricas .....	9
3.2.1 Conexiones.....	9
3.2.2 Consideraciones Generales de Diseño .....	10
3.2.3 Conexiones Vigas Metálicas a Muros de Concreto .....	14
3.2.4 Conexiones Muros – Vigas de Acople.....	14
3.2.5 Conexiones Muros – Vigas de Soporte .....	15
3.3 Bases Legales.....	19
CAPÍTULO IV .....	20

PROYECTO DE CONEXIONES DE VIGAS DE ACERO A MUROS DE CONCRETO .....	20
4.1 Conexiones de Vigas de Acople a Muros de Concreto.....	20
4.1.1 Caso de Aplicación.....	27
4.2 Conexiones de Vigas de Soporte a Muros de Concreto .....	29
4.2.1 Conexiones a Corte.....	29
4.2.2 Conexiones a Momento.....	32
4.2.3 Caso de Aplicación de Conexiones a Corte .....	32
CAPÍTULO IV .....	49
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	49
BIBLIOGRAFÍA.....	51

## TABLA DE FIGURAS

Figura 1. Planta Típica de una Estructura Muros de Corte – Pórticos de Acero .....	2
Figura 2. Conexión Muro – Viga de Acople .....	15
Figura 3 Conexión de corte entre viga de soporte y muro estructural.....	16
Figura 4 Conexión de Momento entre viga de soporte y muro (momentos pequeños) .....	17
Figura 5 Conexión de Momento entre viga de soporte y muro (momentos grandes) .....	18
Figura 6. Conexión entre cerchas y muro.....	19
Figura 7 Modelo de diseño para sistema de muros acoplados mediante vigas de acero ..	21
Figura 8 Modelo para calcular ángulo de corte de vigas de acople metálicas .....	22
Figura 9 Modelo para calcular longitud a embutir.....	23
Figura 10 Placa Frontal de Soporte.....	26
Figura 11 Plano de planta de la estructura del caso de aplicación .....	28
Figura 12 Detalle del Diseño .....	28
Figura 13 Resultado del Diseño .....	29
Figura 14 Fuerzas actuantes en una conexión a corte.....	30
Figura 15 Equilibrio de fuerzas en conexión a corte excentrico .....	31
Figura 16. Caso de Aplicación de Conexión Viga de Soporte – Muro de Concreto .....	33
Figura 17. Arreglo de Pernos. Caso de Aplicación.....	35
Figura 18. Dimensiones de la Plancha. Caso de Aplicación .....	37
Figura 19. Equilibrio de Fuerzas. Caso de Aplicación .....	38
Figura 20. Resultado del Diseño. Caso de Aplicación.....	40
Figura 21. Modelo en elementos finitos, SAP2000.....	41
Figura 22. Pernos modelados como resortes.....	44
Figura 23. Cargas .....	45
Figura 24. Reacciones.....	46
Figura 25. Deformada de la Conexión.....	47
Figura 26. Diagrama de Esfuerzos de la Conexión .....	48

## CARTA DE APROBACION DEL ASESOR

Caracas, 30 de Marzo de 2012

Señores

Director Programa "Ingeniería Estructural"

UCAB.

Presente.

Referencia: **Aprobación del Asesor del Trabajo de Grado**

Estimado Señor:

Por medio de la presente hago constar que supervisé, en calidad de Asesor, el Trabajo Especial de Grado titulado "**PROYECTO DE CONEXIONES DE VIGAS DE ACERO A MUROS DE CONCRETO EN ESTRUCTURAS MIXTAS**", desarrollado por el Ing. Juan Pablo Soto Arocha., titular de la cédula de identidad número 6.401.911, como requisito parcial para optar al Título de **Especialista en Ingeniería Estructural**.

Así mismo hago constar que he revisado y aprobado la versión final del mencionado trabajo, estando conforme con el mismo.

Atentamente,

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Eduardo López', with a large, stylized flourish at the end.

Ing. Eduardo López

C.I. N° 4.849.487

## INTRODUCCIÓN

El uso de Estructuras Mixtas Acero Concreto, se ha ido haciendo cada vez más popular en Venezuela, entre otras razones porque, en muchos casos, resultan más económicas que realizar las mismas estructuras totalmente en acero o totalmente en concreto. Además son estructuras que con una adecuada planificación, se erigen en periodos relativamente cortos y combinan las mejores características estructurales del acero y el concreto reforzado.

Por otra parte dentro de las Estructuras Metálicas el tema de las conexiones cobra una particular importancia, la utilización de una conexión equivocada puede cambiar completamente el comportamiento estructural previsto en el modelo con el cual se diseñó. La Patología Estructural ha demostrado que el colapso de muchas estructuras metálicas, bien sea por causas sísmicas u otras, ha obedecido mayormente a la poca relevancia que se le ha dado al adecuado diseño e inspección de las conexiones.

Dentro de las Estructuras Mixtas existe un caso particular que combina dos muros rígidos de concreto reforzado o núcleo central con pórticos de acero flexible. De esta manera se logra controlar la carga sísmica con los muros y la carga vertical con la estructura de acero, así las conexiones dentro de los pórticos de acero son mucho más sencillas ya que no tienen que ser a Momento.

En el presente trabajo se estudiarán las conexiones entre la viga de acople de acero y el muro de concreto; entre las vigas de soporte y el muro de concreto. Se revisaran las opciones comúnmente utilizadas para realizar dichas conexiones, sus características técnicas y recomendaciones de diseño.

Se considera que este tema tiene particular importancia debido a las ventajas que ofrece el uso de estructuras compuestas de muros de concreto y pórticos de acero, y a que existe muy poca bibliografía sobre este tipo de conexiones en nuestro idioma y en nuestro país.

A continuación revisaremos en primer lugar el planteamiento del problema objeto de estudio de la presente investigación, luego plantearemos los marcos metodológicos y teóricos para posteriormente presentar los métodos de diseño de las conexiones y finalizar con las conclusiones y recomendaciones del trabajo especial de grado.

## CAPÍTULO I

### EL PROBLEMA

#### 1.1 Planteamiento del Problema

Se entiende como Estructura Mixta aquella cuyos miembros están constituidos por perfiles de acero y concreto reforzado unidos estructuralmente de manera que trabajen en conjunto.

Un caso particular de estas estructuras lo constituye la mostrada en la figura 1, que combina dos muros rígidos de concreto reforzado o núcleo central con pórticos de acero flexible. Usualmente, los pórticos de acero no son muy pesados ya que las deformaciones laterales son controladas por el concreto armado.

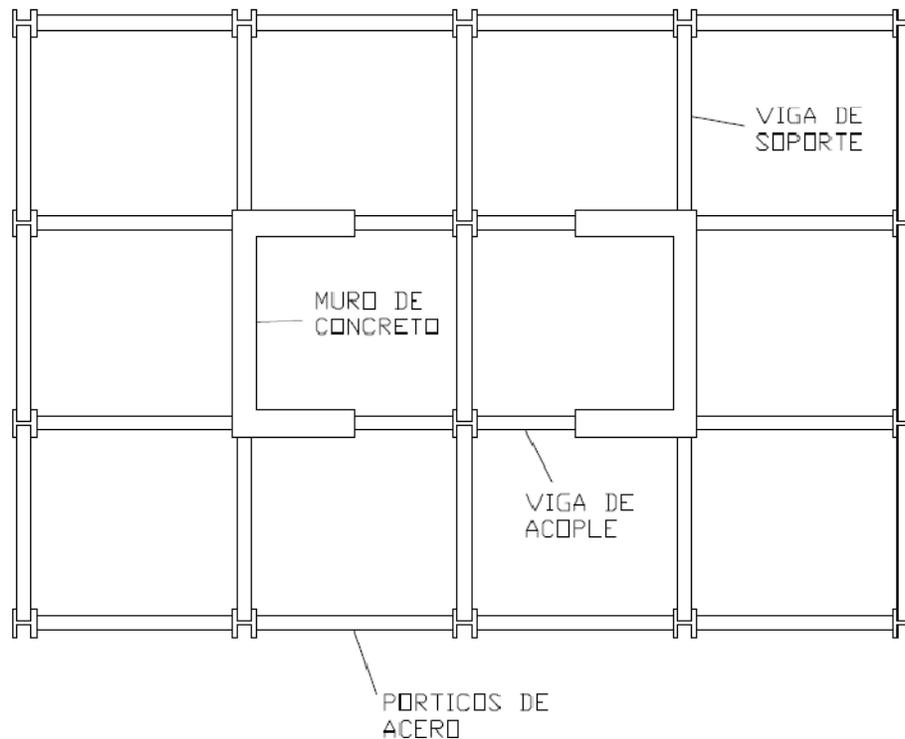


Figura 1. Planta Típica de una Estructura Muros de Corte – Pórticos de Acero<sup>1</sup>

<sup>1</sup> AISC, Engineering Journal, FQ 1981, pag. 22

Al ser las cargas sísmicas controladas por los muros, las conexiones dentro de la estructura de acero se simplifican mucho ya que no tienen que ser conexiones a momento. Sin embargo esto crea el problema de cómo realizar adecuadamente la unión entre las vigas de acero y los muros de concreto de manera que se transmitan adecuadamente los momentos y se garantice el comportamiento del modelo estructural proyectado. Se nos plantean en consecuencia las siguientes interrogantes:

- ¿Cómo proyectar y detallar adecuadamente las conexiones de las vigas de conexión al muro de concreto?
- ¿Cómo proyectar y detallar adecuadamente las conexiones de las vigas de soporte al muro de concreto?

Estas son las preguntas que se pretende responder a través del presente trabajo de investigación.

## **1.2 Objetivos de la investigación**

### **1.2.1 Objetivo General**

Proponer lineamientos para el dimensionado y detallado de las conexiones de vigas de acero y muros de concreto.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

❖ Desarrollar una metodología de proyecto para las conexiones comúnmente utilizadas para la unión de vigas de acero con muros de concreto en estructuras mixtas.

❖ Proponer los requisitos a ser incorporados en la normativa venezolana para el uso de estos nodos

### **1.3 Justificación de la Investigación**

Existe muy poca bibliografía en español sobre las conexiones de vigas de acero a muros de concreto en estructuras mixtas, por lo que este trabajo le permite a los proyectistas, ingenieros residentes, inspectores de obra y estudiantes conocer las diferentes alternativas de conexiones de que dispone para estos casos, sus características, consideraciones de diseño y los resultados de las diferentes pruebas experimentales a las que han sido sometidas.

Desde el punto de vista estructural es de suma importancia conocer el funcionamiento de los nodos mixtos y asegurarse que estos transmitan correctamente los momentos a los elementos de concreto reforzado, para lograr de esta manera una estructura metálica más liviana, económica y fácil de construir, aprovechándose adecuadamente las ventajas que ofrece cada material de construcción.

Debido a la naturaleza repetitiva de las conexiones al lograrse ahorros bien sea en materiales o mano de obra en una de las conexiones de la estructura de acero, este beneficio se multiplica. Por lo que desde el punto de vista económico se justifica, también, esta investigación

Este trabajo puede servir de apoyo a estudiantes de la materia “Estructuras de Acero” u otras materias de postgrado de Ingeniería Estructural.

Adicionalmente este trabajo puede ser también útil para identificar requisitos que se deben poner al día o modificar en futuras actualizaciones de las Normas Venezolanas correspondientes.

### **1.4 Alcance de la Investigación**

Este Trabajo de Investigación pretende presentar una metodología de proyecto para las conexiones entre vigas de acero y muros de concreto, con sus correspondientes ejemplos de aplicación.

Este trabajo se circunscribe básicamente a las uniones entre las vigas de acero y los muros de concreto, no incluye las conexiones dentro de las estructuras metálicas ni conexiones a nivel de fundaciones.

## CAPÍTULO II

# MARCO METODOLÓGICO

### 2.1 Tipo de Investigación

Esta Investigación es del tipo Proyectiva ya que se adapta a lo enunciado por Hurtado de B., (1998) “consiste en la elaboración de una propuesta o modelo, los cuales constituyen una solución a un problema o necesidad de tipo práctico, (...) conduce a (...) creaciones dirigidas a cubrir una determinada necesidad y basadas en conocimientos anteriores”, en nuestro caso desarrollar una metodología de diseño para los nodos mixtos, basados en ensayos y bibliografía existente.<sup>2</sup>

El nivel de la Investigación es, por su parte, Descriptivo, según lo planteado por Ary, Jacobs y Razavieh (1993): “Los estudios de esta índole tratan de obtener información acerca del estado actual de los fenómenos. (...) El objetivo consiste en describir lo que existe con respecto a las variaciones o a las condiciones de una situación.” (p. 308)<sup>3</sup>

---

<sup>2</sup> HURTADO DE V.,J. (1998) “Metodología de la Investigación Holística”. Fundación Sypal. Instituto Universitario de Tecnología Caripito. Venezuela

<sup>3</sup> ARY, D.; JACOBS, L.; RAZAVIEH, A. (1993) “Introducción a la Investigación Pedagógica”. Editorial Mc Graw Hill. México

## **2.2 Diseño de la Investigación**

El Diseño de esta Investigación, es decir, la estrategia que se utilizara para obtener los datos requeridos para su estudio es del tipo documental. Se recabará la información existente de diferentes fuentes sobre los métodos de diseño de los nodos mixtos, basados en ensayos y experiencias constructivas a nivel internacional.

## **2.3 Técnicas e Instrumentos para la Recolección de Datos**

Como técnica de recolección de datos se utilizará la observación directa documental.

Para realizar el trabajo de investigación se revisará bibliografía existente referente al tema de conexiones de vigas de acero a muros de concreto, esta bibliografía estará conformada por los diferentes estudios que se han publicado a nivel mundial sobre este tema, presentaciones en congresos, libros, boletines de AISC, artículos publicados por la ASCE y cualquier otro material que sea relevante para el tema y que esté debidamente respaldado por una institución reconocida.

## **2.4 Técnicas para el Análisis de los Datos**

Para analizar los datos nos apoyaremos en el programa de cálculo estructural SAP2000.

## **2.5 Fases de la Investigación**

Esta investigación fue concebida para ser acometida de la siguiente manera:

**Fase 1:** Recopilación, investigación y revisión bibliográfica de toda la información existente sobre la materia.

**Fase 2:** Revisar y analizar la información recopilada a fin de presentar un esquema claro y sencillo para el diseño de las conexiones.

**Fase 3:** Elaboración de Ejemplos de Aplicación.

## 2.6 Operacionalización de los Objetivos

OBJETIVO	VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADORES
Desarrollar una metodología de proyecto para las conexiones comúnmente utilizadas para la unión de vigas de acero con muros de concreto en estructuras mixtas.	Conexiones de Vigas Metálicas de Acople a Muros de Concreto	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tensiones</li> <li>• Desplazamientos</li> <li>• Estabilidad</li> <li>• Comportamiento Cíclico</li> <li>• Condiciones de Servicio</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dimensionado de las Conexiones</li> </ul>
	Conexiones de Vigas Metálicas de Soporte a Muros de Concreto	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tensiones</li> <li>• Desplazamientos</li> <li>• Estabilidad</li> <li>• Comportamiento Cíclico</li> <li>• Condiciones de Servicio</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dimensionado de las Conexiones</li> </ul>

## CAPÍTULO III.

### MARCO TEÓRICO

#### 3.1 Antecedentes de la Investigación

En sistemas estructurales compuestos de acero y concreto, los componentes de ambos materiales trabajan integrados para proveer resistencia lateral y rigidez para alcanzar los objetivos de diseño. Durante las últimas décadas, un amplio rango de investigaciones se han ejecutado para desarrollar las herramientas de diseño necesarias para utilizar estos sistemas resistentes en áreas sísmicas.

En sistemas como los mostrados en la figura 1, los muros de concreto tienen el beneficio de incrementar la resistencia lateral dramáticamente en comparación a un simple pórtico de acero, además de evitar excesiva deriva y reducir la demanda sísmica en los pórticos de acero.

El comportamiento óptimo de estos sistemas depende de la correcta transferencia de tensiones entre los miembros de acero y el muro de concreto. La importancia de las conexiones fue descubierta por Mallick y Severn (1968)<sup>4</sup> quienes condujeron pruebas de carga dinámicas de medio ciclo en sistemas estructurales de este tipo de pequeña escala. Pruebas de carga estática y dinámicas a pequeña escala fueron realizadas en Hong Kong en los años 1979<sup>5</sup> y 1985<sup>6</sup>. En Japón se ejecutaron una serie de

---

<sup>4</sup> MALLICK, D.V.; SEVERN, R.T. (1968) "Dynamic characteristics of infilled frames". Proceeding of the Institute of Civil Engineers. USA

<sup>5</sup> LIAUW, T.C. (1979) "Test on Multistory infilled frames subject to dynamic lateral loading". ACI Journal

<sup>6</sup> LIAUW, T.C.; KWAN, K.H. (1985) "Static and Cyclic behavior of multistory infilled frames with different interface conditions". Journal of Sound and Vibration

pruebas de cargas cíclicas en sistemas de un tercio de escala en los años 1980<sup>7</sup>, 1985<sup>8</sup> y 1994<sup>9</sup>. Posteriormente en los años 2004<sup>10</sup>, y 2005<sup>11</sup> diferentes investigadores internacionales han realizado ensayos a diversas escalas. Todos estos estudios han permitido sembrar las bases teóricas y experimentales de la actual metodología de proyecto.

## 3.2 Bases Teóricas

### 3.2.1 Conexiones

Una Estructura se forma del ensamblaje de los miembros estructurales que constituyen su armazón. Se requieren conexiones en los lugares donde los diversos miembros se deben unir en sus extremos a otros miembros de manera que permitan que la carga siga su flujo ordenado y continuo hasta llegar a las fundaciones.

---

<sup>7</sup> MAKINO, M.; KAWANO, A.; KUROBANE, Y.; SAISHO, M. YOSHINAGA, K. (1980) “An investigation for the design of framed structures with infill walls”. Proceedings of the seventh world conference on earthquake engineering.

<sup>8</sup> MAKINO, M. (1985) “Design of framed steel structures with infilled reinforced concrete walls” Roeder CW, editor. Composite and mixed construction. ASCE

<sup>9</sup> HAYASHI, M. YOSHINAGA, K. (1994) “An experimental study of practical application of composite structures of a frame and an earthquake-resistant wall 9” Synopses of the conference of architecture institute of Japan

<sup>10</sup> XIANGDONG, Tong; HAJJAR, Jerome; SCHULTZ Arturo; SHIELD Carol (2005). “Cyclic behavior of steel frame structures with composite reinforced concrete infill walls and partially-restrained connections”. Journal of Constructional Steel Research 61. USA

<sup>11</sup> PARK, W.; YUN, H. (2006) “The bearing strength of steel coupling beam-reinforced concrete shear wall connections”. Nuclear Engineering and Design 236.

De acuerdo a la norma venezolana Covenin 1618-1998<sup>12</sup> se entiende como conexión la combinación de juntas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros. Por su parte se entiende como junta el área donde se unen dos o más extremos, superficies o bordes, y que incluye las planchas, angulares, pernos, remaches y soldaduras empleados.

El diseño de las conexiones implica la elaboración de juntas que sean seguras, económicas en el uso de los materiales, y construibles.

### 3.2.2 Consideraciones Generales de Diseño

Para efectos de diseño, las normas y los manuales de diseño clasifican las conexiones en tres categorías<sup>13</sup>:

*a) Conexiones Simples:*

Son conexiones que presentan rotaciones relativamente grandes

*b) Conexiones Rígidas:*

Se refiere a aquellas conexiones que presentan rotaciones muy pequeñas

*c) Conexiones Semi-rígidas:*

Son aquellas conexiones que presentan rotaciones cuya magnitud está comprendida entre los límites anteriores.

El Diseño de Conexiones, en general, requiere consideraciones de rigidez, resistencia, estabilidad, condiciones de servicio, y comportamiento cíclico. A continuación se amplían cada uno de estos puntos:

---

<sup>12</sup> NORMA VENEZOLANA COVENIN 1618:1998. Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites

<sup>13</sup> TAMBOLI, Akbar (2009). "Handbook of Steel Connection Design and Details". Mc Graw – Hill Professional. USA

### 1. *Resistencia y Rigidez:*

Cuando las conexiones están solicitadas a grandes momentos, ellas provocan rotaciones al extremo del miembro estructural al que están conectadas. Por ejemplo, si una viga está unida usando ángulos en sus alas a una columna, el momento aplicado al extremo de la viga generado por las cargas laterales o verticales origina que el extremo de la viga rote con respecto a la cara de la columna. La magnitud de esta rotación depende de la rigidez de los componentes conectados. Resultados experimentales indican que todas las conexiones muestran algún grado de rotación y por lo tanto se podría argumentar que todas las conexiones son semi-rígidas, sin embargo se suele seguir utilizando la clasificación de las conexiones mencionada en la página anterior.

El Diseño de Conexiones por resistencia requiere determinar la capacidad del miembro a conectar a su estado límite. Para asegurar el comportamiento satisfactorio de la conexión a su estado límite, debe preverse o controlarse la falla de los miembros conectados. El objetivo de este diseño es prevenir daño a la conexión a su estado límite y trasladar la ubicación de la falla a otras partes de la estructura. Las conexiones pueden finalmente fallar si la carga aplicada excede un cierto límite. Como resultado, es deseable dimensionar la conexión de manera que si falla lo haga de una manera “controlada” y “deseada”. Por ejemplo, los elementos de la conexión pueden ser proporcionados de manera tal que su falla al estado límite sea por deformación plástica y no por fractura de la soldadura. La deformación plástica y finalmente, rotura de los elementos de acero de las conexiones son usualmente modos “deseables” de falla en comparación a fractura de la soldadura, que podría ocurrir sin aviso.

Para muchas conexiones compuestas, otro aspecto a considerar es la posibilidad de inspeccionar la conexión después de un evento mayor. Por ejemplo, después de un terremoto, se debería poder inspeccionar la conexión y emitir juicios sobre la seguridad de la misma. Desafortunadamente, la mayoría de los elementos de las conexiones mixtas no son fácilmente accesibles y su completa inspección no es factible. En consecuencia, el proyectista necesita dimensionar los elementos de la conexión de la manera tal que se evite la falla de elementos “ocultos”.

## 2. *Estabilidad:*

Una conexión pueden fallar por pandeo (elástico o inelástico) de los elementos que la componen. Este modo de falla, sin embargo, usualmente no se contempla en el diseño de conexiones.

## 3. *Condiciones de Servicio:*

Las conexiones, al igual que los miembros de la estructura, deben comportarse satisfactoriamente en diferentes estados límites. Al nivel de las cargas de servicio, el comportamiento de las conexiones no debe afectar de manera negativa el comportamiento de la estructura. Por ejemplo las conexiones están sujetas a un gran número de ciclos de carga, mientras se aplican las cargas de servicio. Estas cargas pueden ser generadas por la acción del viento o por el peso de maquinarias en el caso de edificios industriales. Dichas cargas pueden ser sustancialmente menores que la capacidad de agotamiento resistente de la conexión, sin embargo la unión puede desarrollar agrietamiento por fatiga, que puede resultar en una falla.

Por otra parte conexiones muy flexibles pueden originar altos valores de deriva de entrepiso y deformaciones de componentes estructurales. Por lo tanto, la selección del tipo de conexión en diferentes niveles de entrepiso pudiera estar dictada por el estado límite de servicio.

## 4. *Comportamiento Cíclico:*

Las conexiones pueden fallar bajo un gran número de ciclos de carga o bajo un pequeño número de ciclos, en el primer caso se habla de una fatiga de alto ciclo y en el segundo de una fatiga de bajo ciclo. En el caso de la fatiga de alto ciclo, la magnitud de las tensiones aplicadas es relativamente baja. Las grietas en miembros de puentes son causadas por fatiga de alto ciclo. Por otro lado, el nivel de tensiones aplicado en los casos de fatiga de bajo ciclo es relativamente alto y podría aproximarse al valor donde los miembros y elementos conectados alcanzan su comportamiento plástico. Durante fuertes

terremotos, las conexiones de los edificios pueden experimentar unos pocos ciclos de carga con tensiones relativamente altas en cada ciclo. La falla de las conexiones por fatiga de bajo ciclo está restringida a cargas sísmicas. La cantidad de información disponible para fatiga de bajo ciclo en conexiones es limitada y en el caso de conexiones mixtas es aún menor.

Principios de mecanismos de fractura y fatiga se pueden usar para establecer la vida útil de conexiones bajo ciclos de carga variable. Este problema puede ser abordado de dos maneras. La información más confiable la suministran pruebas a escala real de conexiones bajo cargas constantes de amplitud variable. En la ausencia de tal información, los proyectistas pueden identificar los puntos sometidos a mayores tensiones dentro de la conexión y la posible historia de cargas a la que ese punto en particular, podría estar sometido durante un terremoto. Hay información disponible del comportamiento cíclico de diferentes materiales, obtenida de especímenes sometidos a tensión simple. Conociendo la historia de los ciclos de carga para la porción de la conexión sometida a mayores tensiones y con los modelos disponibles para materiales particulares se puede estimar la vida útil de la conexión bajo ciclos de carga.

Sin embargo, es de hacer notar que predecir la vida útil de una conexión bajo ciclos de carga es un proceso sumamente complicado y su confiabilidad, en muchos casos, depende de la experiencia y buen juicio del proyectista. Una de las mayores incógnitas es la estimación de la historia de cargas a la que la conexión pudiera ser sometida durante un terremoto. Adicionalmente es necesario realizar análisis dinámico no lineares, incorporar el comportamiento de la conexión (a través de la inclusión de momentos y rotaciones características de las conexiones). Afortunadamente, en general, las conexiones durante fuertes sismos están sujetas a pocos ciclos de carga en altos niveles de tensiones. En general, las conexiones empernadas han demostrado mejor comportamiento bajo ciclos de carga que las conexiones soldadas. El comportamiento de las conexiones soldadas depende, en gran parte, del control de calidad y la mano de obra.

### **3.2.3 Conexiones Vigas Metálicas a Muros de Concreto**

Los Muros o núcleos estructurales son usados comúnmente para soportar cargas laterales y brindar rigidez lateral. Para edificios de bajos a moderados, de 25 a 30 pisos, los núcleos pueden ser usados para soportar la mayor parte de las fuerzas laterales. Para edificios más altos, el uso de sistemas duales es más común, donde los pórticos perimetrales trabajan en conjunto con los núcleos. Se colocan Vigas de Soporte entre los muros y las columnas de acero en los pórticos perimetrales. El Núcleo central se conforma acoplado dos pantallas individuales de concreto armado mediante el uso de vigas de acero. Este esquema puede ser apreciado en la figura 1, en el capítulo I. El comportamiento exitoso de estas estructuras mixtas depende del adecuado comportamiento de los miembros individuales que la conforman, es decir los muros, pórticos de acero y conexiones entre ellos.

### **3.2.4 Conexiones Muros – Vigas de Acople**

Durante sismos severos se espera que, a partir del segundo piso, unas bien proporcionadas vigas de acople disipen la mayor parte de la energía que recibe la estructura. Las vigas de acople sufrirán, en consecuencia, grandes rotaciones inelásticas en sus extremos, las cuales luego son revertidas en el sentido contrario, por lo que una adecuada conexión entre la viga de acople y las pantallas se convierte en un componente crítico de todo el comportamiento del sistema.

Una conexión muy usada internacionalmente para estos casos, consiste en embeber la viga de acople dentro del muro estructural y conectarla con el acero de refuerzo, tal como se ilustra a continuación en la figura 2.

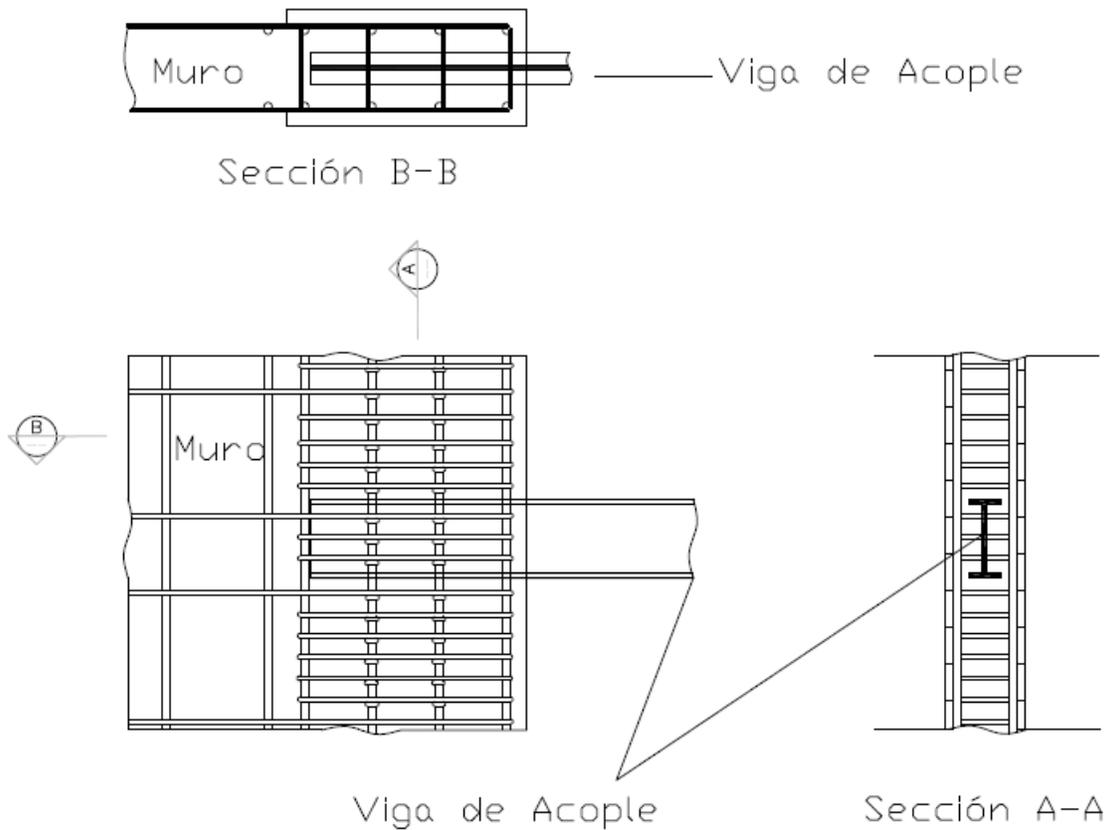


Figura 2. Conexión Muro – Viga de Acople<sup>14</sup>

La Viga de acople tiene que ser embutida adecuadamente dentro de la pantalla de manera tal que pueda desarrollar su capacidad. La metodología de proyecto será desarrollada en el capítulo IV del presente trabajo.

### 3.2.5 Conexiones Muros – Vigas de Soporte

En edificios hasta 30 pisos, el núcleo es el sistema resistente principal para cargas laterales, los pórticos perimetrales son diseñados para cargas de gravedad, y las conexiones entre las vigas de soporte y los muros son generalmente conexiones de

<sup>14</sup> A. Tamboli; Handbook of Steel Connection Design and Details. p 455

corte.<sup>15</sup> Una conexión típica de corte se muestra a continuación en la figura 3. En esta figura se han omitido la losa de piso y el acero de refuerzo del muro para efectos de claridad del dibujo.

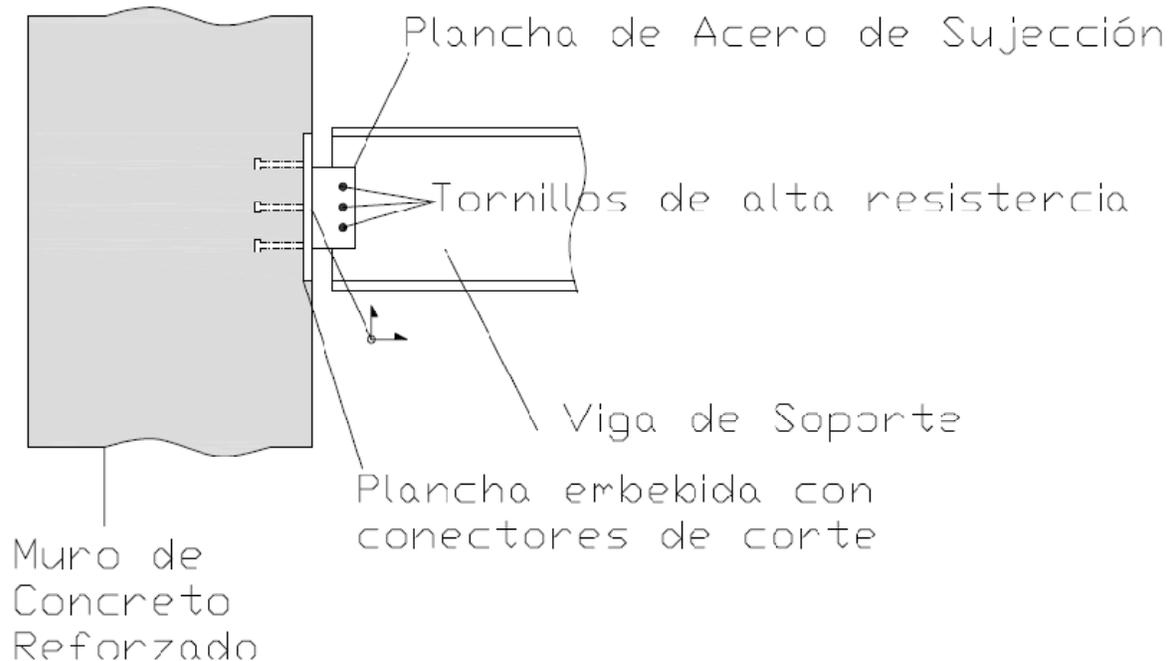


Figura 3 Conexión de corte entre viga de soporte y muro estructural<sup>16</sup>

En esta figura una plancha de acero con conectores de corte se embebe dentro del muro estructural durante el vaciado. Posteriormente el alma de la viga se suelda a una plancha que previamente ha sido también soldada a la plancha que tiene los conectores de corte. Existen algunas variaciones a este tipo de conexiones.

En edificios más altos, se necesitan conexiones de momento para ayudar las columnas perimetrales, como una manera de reducir la deformación lateral del sistema estructural. Para vigas de soporte cortas, un nivel suficiente de rigidez se puede alcanzar simplemente agregando un componente estructural. En tales casos hay varios detalles posibles. En la figura 4, se muestra una conexión adecuada para momentos pequeños (claramente no la capacidad de soportar momento total de la viga) tal como fue

<sup>15</sup> A. Tamboli; Handbook of Steel Connection Design and Details

<sup>16</sup> A. Tamboli; Handbook of Steel Connection Design and Details. p 456

investigado por Roeder y Hawkins (1981)<sup>17</sup> y Hawkins y otros (1980)<sup>18</sup>. En esta figura se han omitido la losa de piso y el acero de refuerzo del muro para efectos de claridad del dibujo.

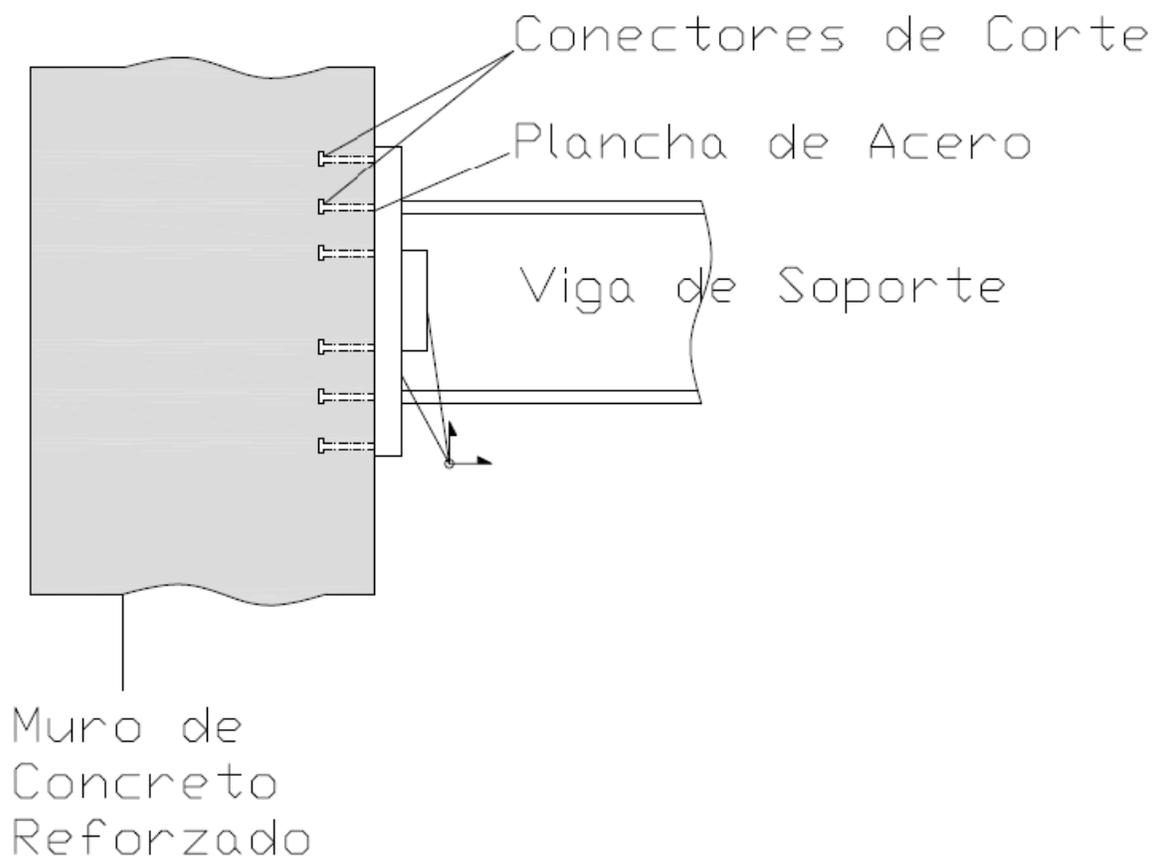


Figura 4 Conexión de Momento entre viga de soporte y muro (momentos pequeños)<sup>19</sup>

<sup>17</sup> ROEDER, C.W., HAWKINS, N.M.; (1981) "Connections between Steel Frames and Concrete Walls". AISC, Engineering Journal. USA

<sup>18</sup> HAWKINS, N; MITCHEL, D.; ROEDER, C.W. (1980) "Moment Resisting Connections for Mixed Construction" Engineering Journal, American Institute of Steel Construction

<sup>19</sup> A. Tamboli; Handbook of Steel Connection Design and Details. p 457

Momentos de magnitudes mayores pueden ser soportados embutiendo la viga de soporte en el muro durante la construcción, de manera similar a como se muestra en la figura 2 o usando el detalle que se muestra a continuación en la figura 5.

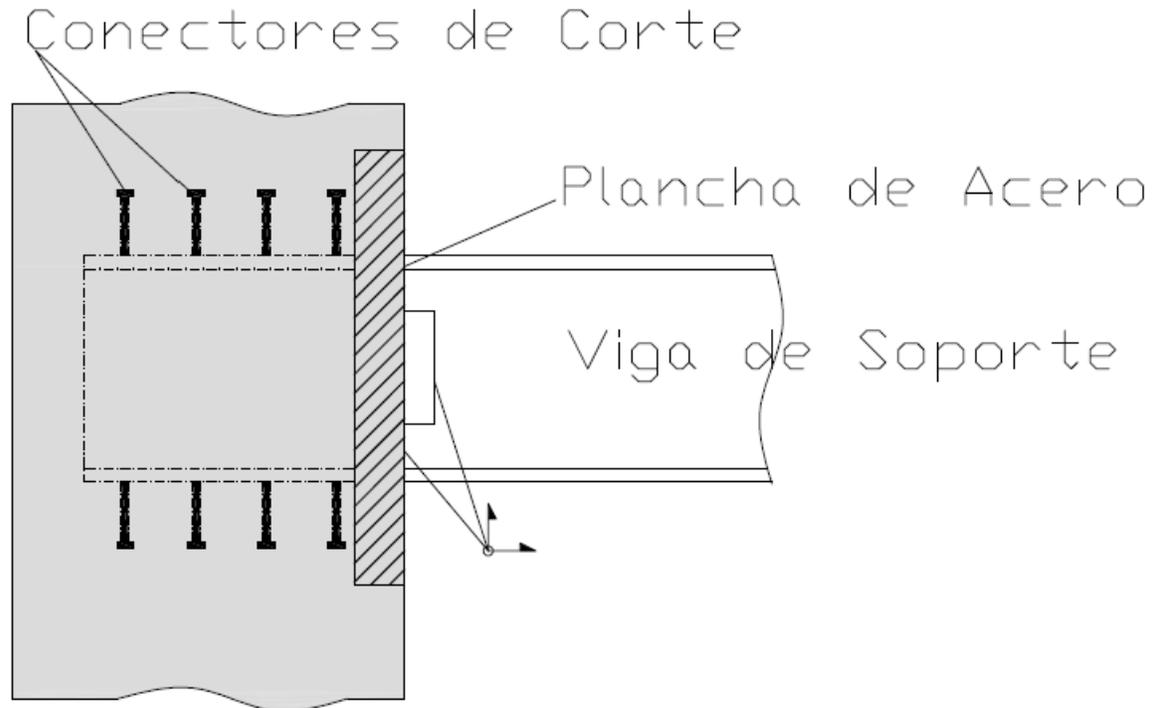


Figura 5 Conexión de Momento entre viga de soporte y muro (momentos grandes)<sup>20</sup>

En esta última opción, la viga de soporte es soldada a la plancha que está anclada al muro por un perfil igual al que sirve como viga de soporte. Estos detalles se fundamentan en el par interno que se forma debido a la acción de las alas de la viga contra el concreto que le rodea.

En algunos casos, debido a la magnitud del momento, ninguno de estos detalles es suficiente y se requiere de otros sistemas. Una solución es utilizar cerchas con altura de entrepiso, tal como se muestra a continuación en la figura 6.

<sup>20</sup> A. Tamboli; Handbook of Steel Connection Design and Details. p 457

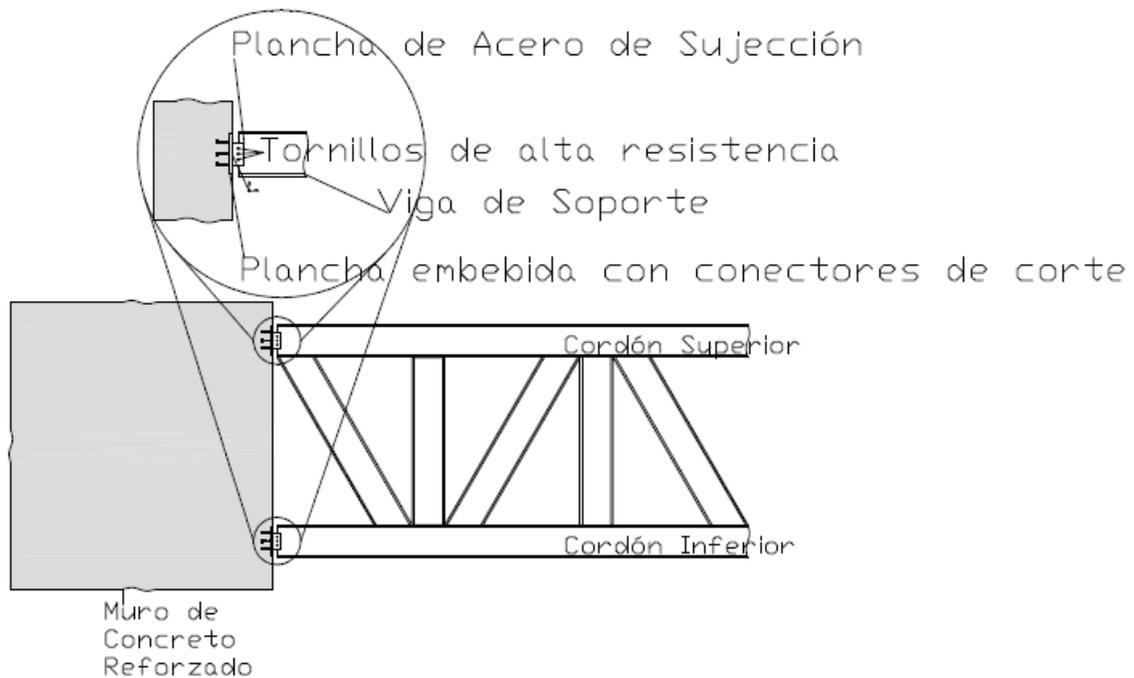


Figura 6. Conexión entre cerchas y muro<sup>21</sup>

Como se puede notar en la figura, las conexiones entre el cordón superior e inferior de la cercha y el muro son esencialmente las mismas conexiones de corte, utilizadas anteriormente entre las vigas de soporte y la pantalla de concreto.

### 3.3 Bases Legales

En Venezuela las bases legales sobre las cuales se fundamenta el diseño y detallado de conexiones en estructuras mixtas son las siguientes:

- Norma Venezolana Covenin 1618:1998 Estructuras de Acero para Edificaciones
- Norma Venezolana COVENIN 1753-1987 Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño.

<sup>21</sup> A. Tamboli; Handbook of Steel Connection Design and Details. p 458

## CAPÍTULO IV

### PROYECTO DE CONEXIONES DE VIGAS DE ACERO A MUROS DE CONCRETO

#### 4.1 Conexiones de Vigas de Acople a Muros de Concreto

El adecuado modelaje de los sistemas de muros acoplados es un paso crítico, particularmente cuando se usan vigas de acople metálicas o mixtas de acero y concreto. Estudios Previos (Shahrooz, 1992<sup>22</sup>, 1993<sup>23</sup>; Gong y Shahrooz, 1998<sup>24</sup>) sugieren que las vigas de acople de acero no están empotradas en la cara del muro. Como parte de los cálculos de diseño, la flexibilidad adicional debe ser tomada en cuenta para asegurar que las fuerzas del muro y las deformaciones laterales se han computado razonablemente bien. En base a los mismos estudios experimentales mencionados anteriormente, el punto de empotramiento efectivo de la viga de acople de acero se puede tomar como a un tercio de la longitud embutida desde la cara de la pantalla. A continuación, en la figura 7, se ilustra el modelo de diseño correspondiente. La rigidez de la viga de acople debe ser estimada apropiadamente ya que afecta la fuerza de diseño y en consecuencia, el detallado de la conexión viga – muro.

---

<sup>22</sup> SHAHROOZ, B.M.; REMMETTER, M.; QIN, F.; (1992) “Seismic Response of Composite Coupled Walls” Composite Construction in Steel and Concrete II, ASCE

<sup>23</sup> SHAHROOZ, B.M.; REMMETTER, M.; QIN, F.; (1993) “Seismic Design and Performance of Composite Coupled Walls” Journal of the Structural Division, ASCE

<sup>24</sup> GONG, B.; SHAHROOZ, B.M.; (1998) “Seismic Behavior and Design of Composite Coupled Wall Systems” Report N° UC-CII 98/01, Cincinnati Infrastructure Institute, Cincinnati, OH.

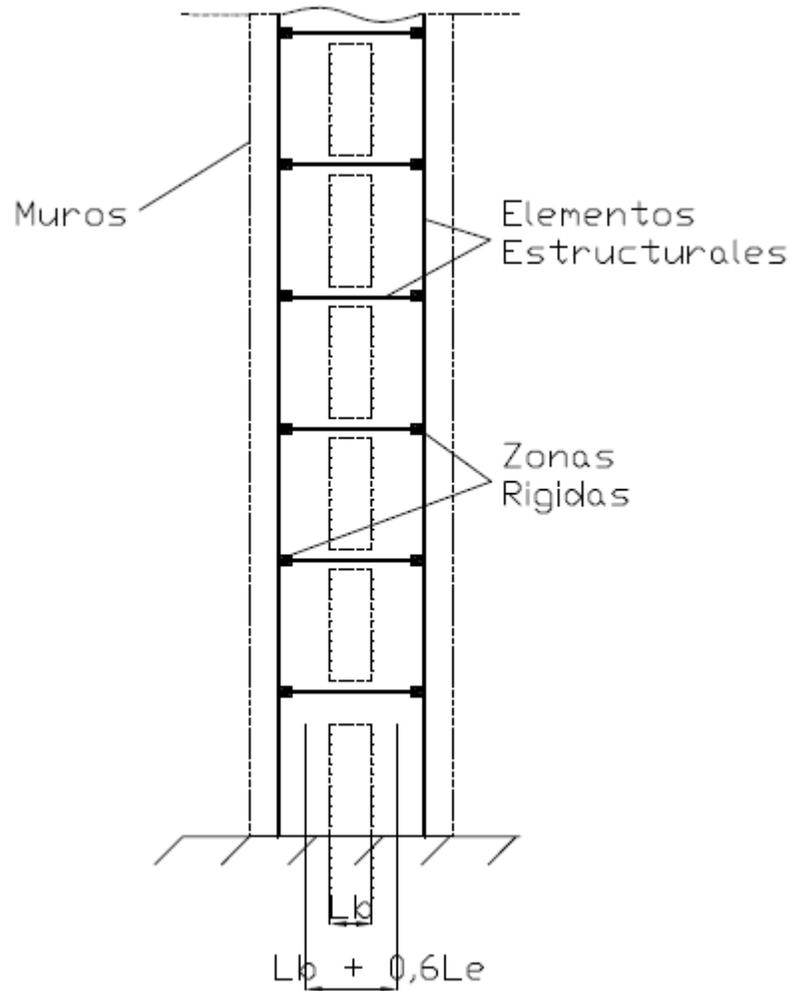


Figura 7 Modelo de diseño para sistema de muros acoplados mediante vigas de acero<sup>25</sup>

Los lineamientos establecidos por la AISC (1992<sup>26</sup> y 1994<sup>27</sup>) para conexiones de corte en porticos arriostrados excentricamente, pueden utilizarse para el diseño y

<sup>25</sup> A. Tamboli; Handbook of Steel Connection Design and Details. p 460

<sup>26</sup> AISC, (1992) "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". American Institute of Steel Construction, Chicago

<sup>27</sup> AISC, (1994) "Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design", American Institute of Steel Construction, Chicago

detallado de vigas de acero de acople. El nivel del ángulo de rotación de la viga de acople juega un papel importante en la definición del número y espaciado de las planchas rigidizadoras que podría ser necesario utilizar. Este ángulo es determinado en base al mecanismo de colapso mostrado en la figura 8, la cual corresponde al comportamiento esperado en un sistema de muros acoplados, que es, la formación de rotulas plásticas en la base de las pantallas y al final de las vigas de acople.

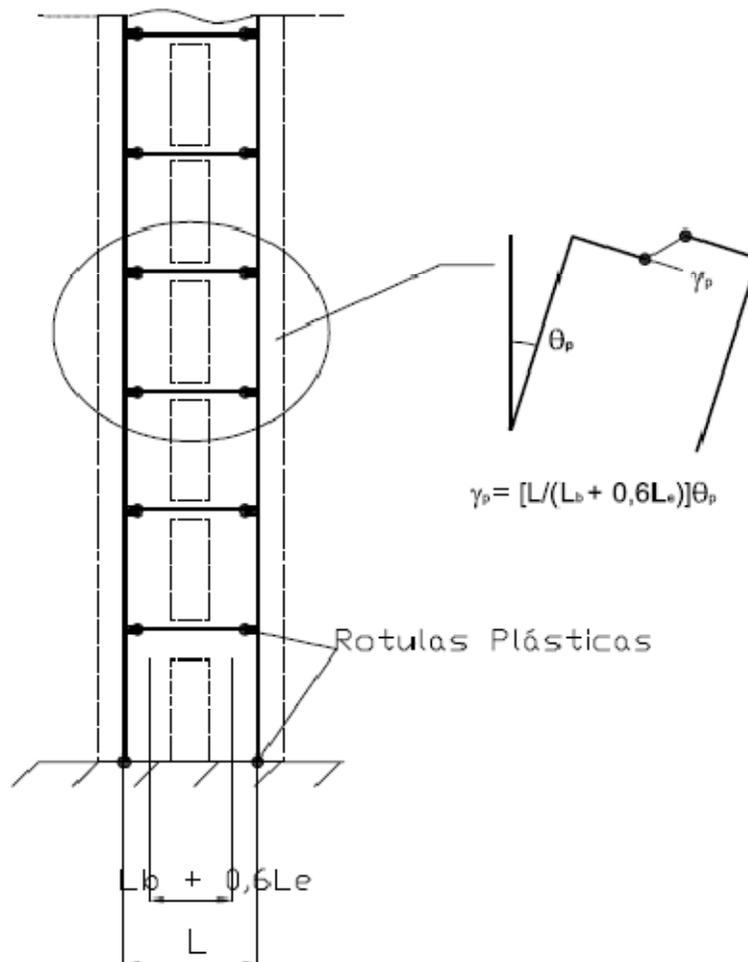


Figura 8 Modelo para calcular ángulo de corte de vigas de acople metálicas<sup>28</sup>

<sup>28</sup> A. Tamboli; Handbook of Steel Connection Design and Details. p 461

El valor de  $\theta_p$  se toma como  $0,4R\theta_e$  en donde el ángulo de deriva entre pisos  $\theta_e$  se determina de acuerdo a la acción de las cargas laterales establecidas en las normas. El valor mínimo del término  $0,4R\theta_e$  es 1. Conociendo el valor de  $\theta_p$ , el valor del ángulo de corte  $\gamma_p$  se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\gamma_p = \frac{L\theta_p}{L_b + 0,6L\theta} \quad (4.1)$$

Notese que en esta ecuación, la flexibilidad adicional de la viga de acople de acero se toma en cuenta al incrementar la longitud de la viga de acople a  $L_b + 0,6L\theta$ . Este método es idéntico al que se usa para calcular el ángulo de corte esperado en conexiones de porticos arriostrados excentricamente con la excepción del mecanismo de colapso seleccionado.

La longitud que se requiere embutir la viga dentro del muro se calcula basandose en movilizar el brazo de momento entre las fuerzas  $C_f$  y  $C_b$ , tal como se muestra en la figura 9.

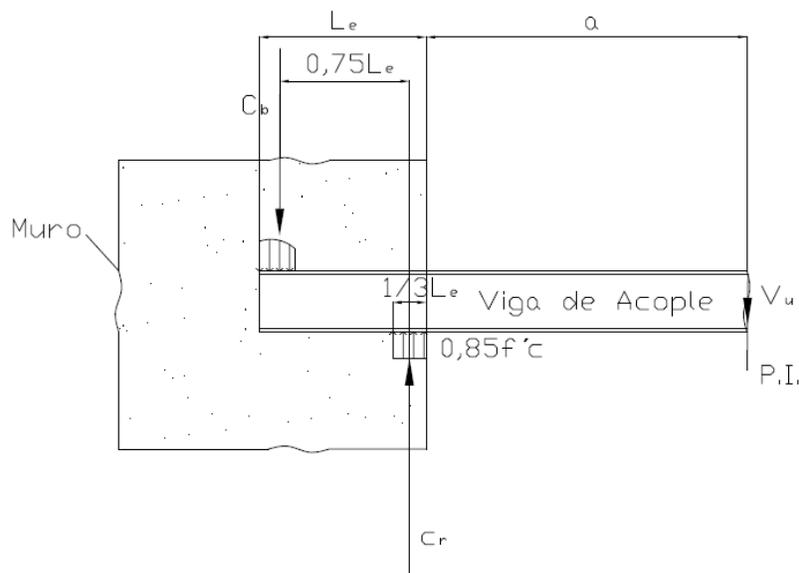


Figura 9 Modelo para calcular longitud a embutir<sup>29</sup>

<sup>29</sup> E. López: Conexiones en Estructuras Mixtas. P 42

Este modelo fue propuesto originalmente por Mattock y Gaafar (1982)<sup>30</sup> para elementos de acero embutidos en columnas de concreto prefabricadas. Otros estudios (Shahrooz y otros, 1992<sup>31</sup> y 1993<sup>32</sup>, y Gong y Shahrooz, 1998<sup>33</sup>) han demostrado que este modelo es adecuado para estos calculos. Dicho modelo calcula la longitud embutida requerida  $L_e$ , con la siguiente ecuación, la cual ha sido adaptada para trabajar en nuestras unidades:

$$V_u = 12,88\sqrt{f'_c} \left(\frac{t_{muro}}{b_f}\right)^{0,66} \beta_1 b_f L_e \left(\frac{0,58-0,22\beta_1}{0,88+(a/L_e)}\right) \quad (4.2)$$

Donde:

$f'_c$  = Resistencia Nominal del Concreto kgf/cm<sup>2</sup>

$t_{muro}$  = Espesor del muro en centímetros

$b_f$  = Ancho del ala del perfil en centímetros

$\beta_1$  = Factor definido en la Tabla 10.2.3 de la Norma Covenin 1.753-2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural, o en el artículo 10.2.7 de la Norma ACI 318-05 y cuyos valores son los siguientes:

0,85 para  $f'_c \leq 280$  kgf/cm<sup>2</sup>

1,05 -  $f'_c/1400 \geq 0,65$  para  $f'_c > 280$  kgf/cm<sup>2</sup>

$L_e$  = Longitud de empotramiento (cm)

$a$  = distancia del punto de inflexión a la cara del muro de corte. Ver figura 9.

El valor de  $V_u$  en esta ecuación debe ser seleccionado para asegurar que la conexión no falle antes de desarrollar la capacidad total de la viga de acople.  $V_u$  se toma

---

<sup>30</sup> MATTOCK, A.H.; GAAFAR, G.H.; (1982) "Strength of Embedded Steel Sections as Brackets". ACI Journal

<sup>31</sup> SHAHROOZ, B.M.; REMMETTER, M.; QIN, F.; (1992) "Seismic Response of Composite Coupled Walls" Composite Construction in Steel and Concrete II, ASCE

<sup>32</sup> SHAHROOZ, B.M.; REMMETTER, M.; QIN, F.; (1993) "Seismic Design and Performance of Composite Coupled Walls" Journal of the Structural Division, ASCE

<sup>33</sup> GONG, B.; SHAHROOZ, B.M.; (1998) "Seismic Behavior and Design of Composite Coupled Wall Systems" Report N° UC-CII 98/01, Cincinnati Infrastructure Institute, Cincinnati, OH.

como la capacidad de corte plástica de la viga de acero, determinada de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V_p = 0,6F_y(h - 2t_f)t_w \quad (4.3)$$

Para tomar en cuenta el endurecimiento por deformación, se recomienda que el valor de  $F_y$  se tome como 1,25 veces su valor nominal.

La contribución de la envoltura de concreto de una viga mixta, en caso de que exista, debe ser tomada en cuenta. La longitud de empotramiento debe ser tal que la energía de entrada sea disipada a través de la formación de rotulas plásticas en la viga y no en la región de la conexión. La capacidad a corte de la conexión de la viga de acople  $V_u$  puede calcularse de la siguiente ecuación, la cual ha sido desarrollada basada en un número importante de casos (Gong & Shahrooz, 1998<sup>34</sup>)

$$V_u = 1,56(V_{\text{acero}} + V_{\text{CR}}) \quad (4.4)$$

$$V_{\text{acero}} = 0,6F_y t_w (h - 2t_f) \quad (4.5)$$

$$V_{\text{CR}} = 0,53\sqrt{f'_c} b_w d + \frac{A_s f_y d}{S} \quad (4.6)$$

Donde:

$F_y$ =	Resistencia de la viga de acero en kgf/cm <sup>2</sup>
$t_w$ =	Espesor del alma de la viga en cm
$h$ =	Altura de la sección de la viga metálica en cm
$t_f$ =	Espesor de las alas de la viga metálica en cm
$f'_c$ =	Resistencia Nominal del Concreto kgf/cm <sup>2</sup>
$b_w$ =	Ancho de la viga de concreto en cm
$d$ =	Altura útil. Altura de la viga menos el recubrimiento de diseño en cm
$A_s$ =	Área del acero en tracción, en la sección cm <sup>2</sup>
$S$ =	Separación del acero de refuerzo transversal en cm

Esta ecuación toma en cuenta el endurecimiento por deformación y la sobrerresistencia.

---

<sup>34</sup> GONG, B.; SHAHROOZ, B.M.; (1998) "Seismic Behavior and Design of Composite Coupled Wall Systems" Report N° UC-CII 98/01, Cincinnati Infrastructure Institute, Cincinnati, OH.

Las cabillas unidas a la viga metálica (barras de transferencia) pueden contribuir a resistir la carga. La longitud embutida calculada según la ecuación (4.2) puede ser modificada para tomar en cuenta la resistencia adicional. Sin embargo, para asegurar que la longitud embutida calculada es suficientemente grande para evitar daño inelástico excesivo en la conexión, se recomienda que la contribución de las barras de transferencia sea obviada.

Un par de planchas rigidizadoras a ambos lados del alma, ubicadas a lo largo de la longitud embutida, van a equilibrar a los puntales en compresión del campo diagonal de tracciones en la zona de las conexiones, como se indica en la figura 10. Estas planchas rigidizadoras son comunmente conocidas como planchas frontales de soporte o FBP por sus iniciales en ingles.

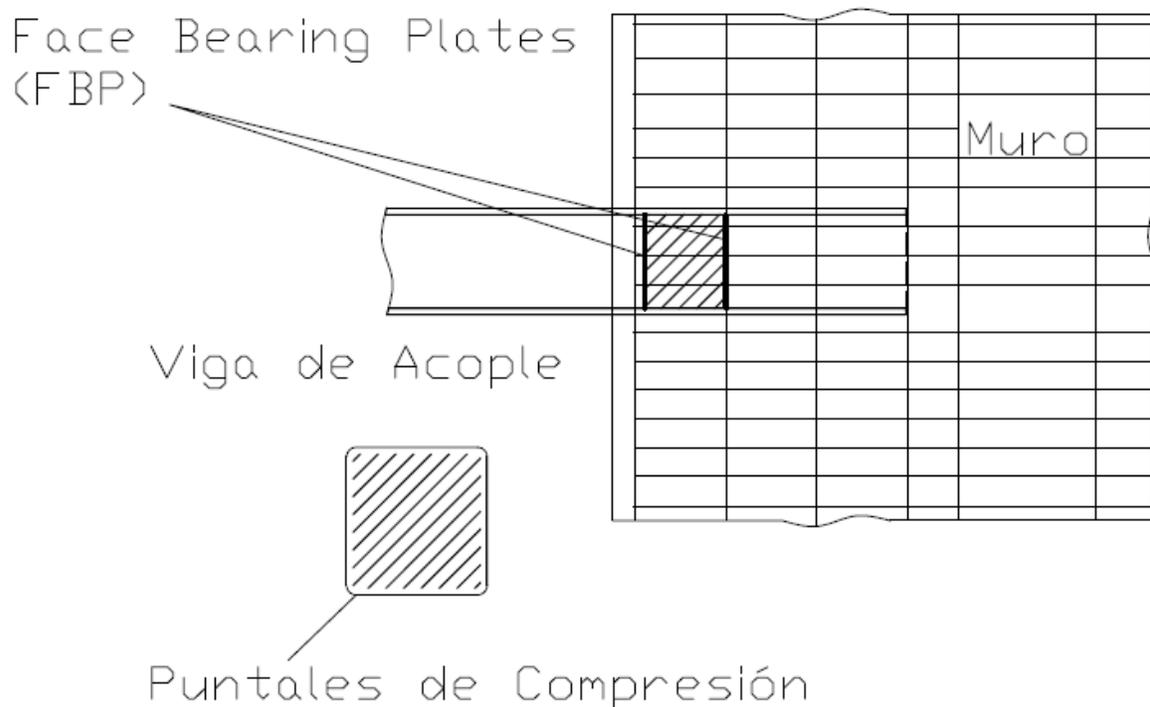


Figura 10 Placa Frontal de Soporte<sup>35</sup>

<sup>35</sup> E. López: Conexiones en Estructuras Mixtas. P 39

La primera FBP debe estar dentro del núcleo confinado del acero de refuerzo del muro de concreto. La distancia entre placas frontales de soporte debe ser tal que el ángulo de los puntales de compresión sea aproximadamente  $45^\circ$  (por lo tanto, la distancia entre las planchas debe ser igual a la distancia libre entre las alas). Para asegurar la adecuada contribución de las placas frontales de soporte, el ancho de cada una debe ser igual al ancho de cada ala. El espesor de las FBP puede ser establecido basandonos en los lineamientos para el detallado de conexiones de corte en porticos arriostrados excentricamente (AISC, 1992<sup>36</sup> y 1994<sup>37</sup>)

#### 4.1.1 Caso de Aplicación

A continuación se muestra un ejemplo que ilustra el procedimiento de cálculo de la longitud de empotramiento de una viga metálica de acople. Se diseñará una conexión representativa de la estructura mostrada en la figura 11. Las vigas de acople son IPN 450. Los muros están reforzados con acero longitudinal y transversal. La luz libre de la viga-dintel es de 2,50. El espesor del muro es de 60 cm, las propiedades de los materiales son:  $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $F_y = 2.500 \text{ kgf/cm}^2$  del perfil y  $f_y = 4.200 \text{ kgf/cm}^2$  para el acero de refuerzo.

Aplicando la ecuación (4.5) para una IPN 450, de acuerdo a los valores de las tablas:

$$V_{\text{acero}} = 0,6 \times 1,25 \times 2.500 \times 1,62 \times (45 - 2 \times 2,43) = 121.925,25 \text{ kgf}$$

Ahora debemos despejar el valor de la longitud de empotramiento de la siguiente ecuación:

$$V_u = 12,88 \sqrt{f'_c} \left( \frac{t_{\text{muro}}}{b_f} \right)^{0,66} \beta_1 b_f L_e \left( \frac{0,58 - 0,22 \beta_1}{0,88 + (a/L_e)} \right)$$

---

<sup>36</sup> AISC, (1992) "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". American Institute of Steel Construction, Chicago

<sup>37</sup> AISC, (1994) "Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design", American Institute of Steel Construction, Chicago

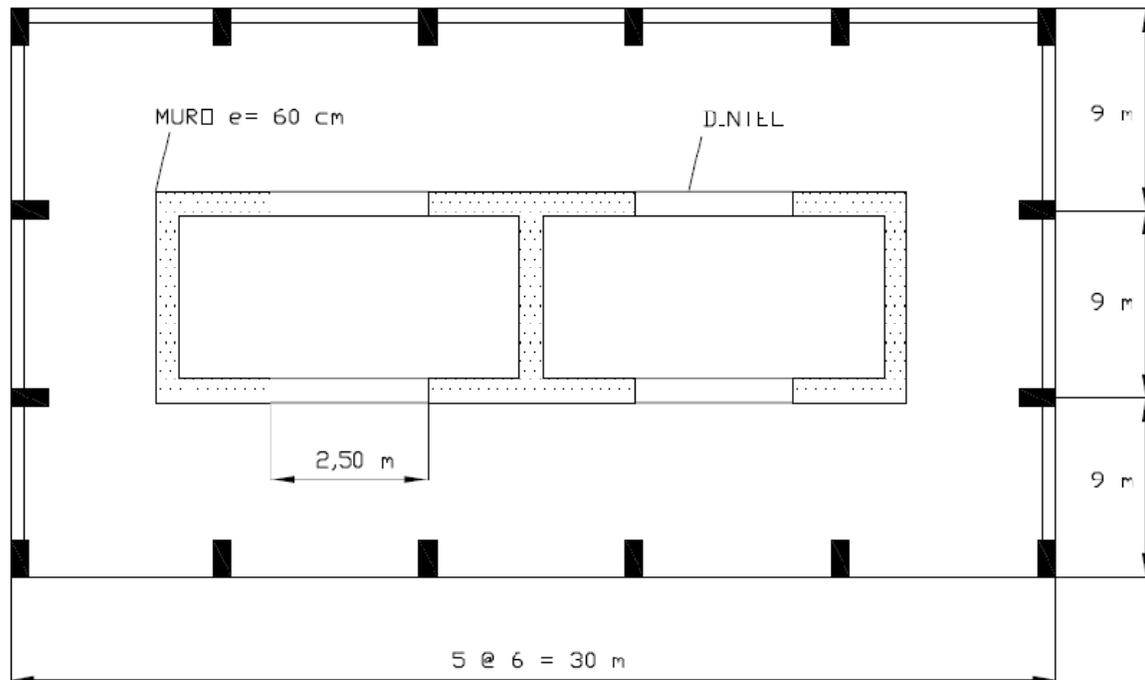


Figura 11 Plano de planta de la estructura del caso de aplicación<sup>38</sup>

$$121.925,25 = 12,88\sqrt{280} \left(\frac{60}{17}\right)^{0,66} 0,85 \times 17 \times L_e \left(\frac{0,58 - 0,22 \times 0,85}{0,88 + (1,25/L_e)}\right)$$

Obteniendo un valor para  $L_e = 39,51$  cm, aproximadamente 40 cm.

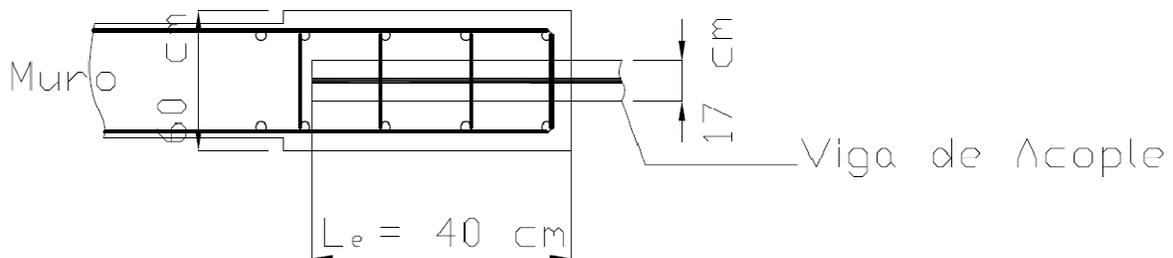


Figura 12 Detalle del Diseño

<sup>38</sup> E. López: Conexiones en Estructuras Mixtas. P 41

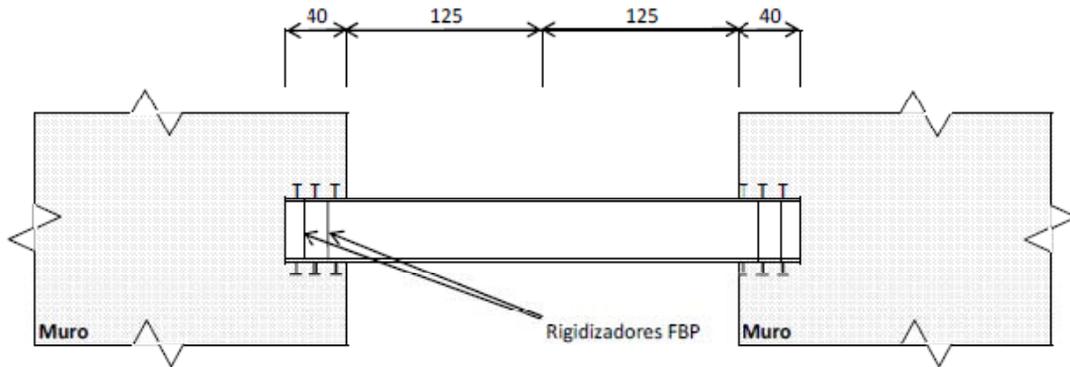


Figura 13 Resultado del Diseño

## 4.2 Conexiones de Vigas de Soporte a Muros de Concreto

### 4.2.1 Conexiones a Corte

Como se explicó en las bases teóricas, comunmente las vigas de soporte se conectan a los muros de concreto a través de conexiones de corte similares a las mostradas en la figura 3. Aunque esta conexión proporciona alguna resistencia a los momentos, generalmente se asume que esta conexión es flexible y no soporta grandes momentos. Los puntos más importantes a considerar en el diseño son los siguientes:

- a) La conexión entre el alma de la viga metálica y la plancha a corte, la cual a su vez esta soldada a la plancha embebida en el muro
- b) La transferencia de fuerzas al muro, las cuales son el corte gravitacional y la fuerza de diafragma, tal como se muestra en la figura 14.

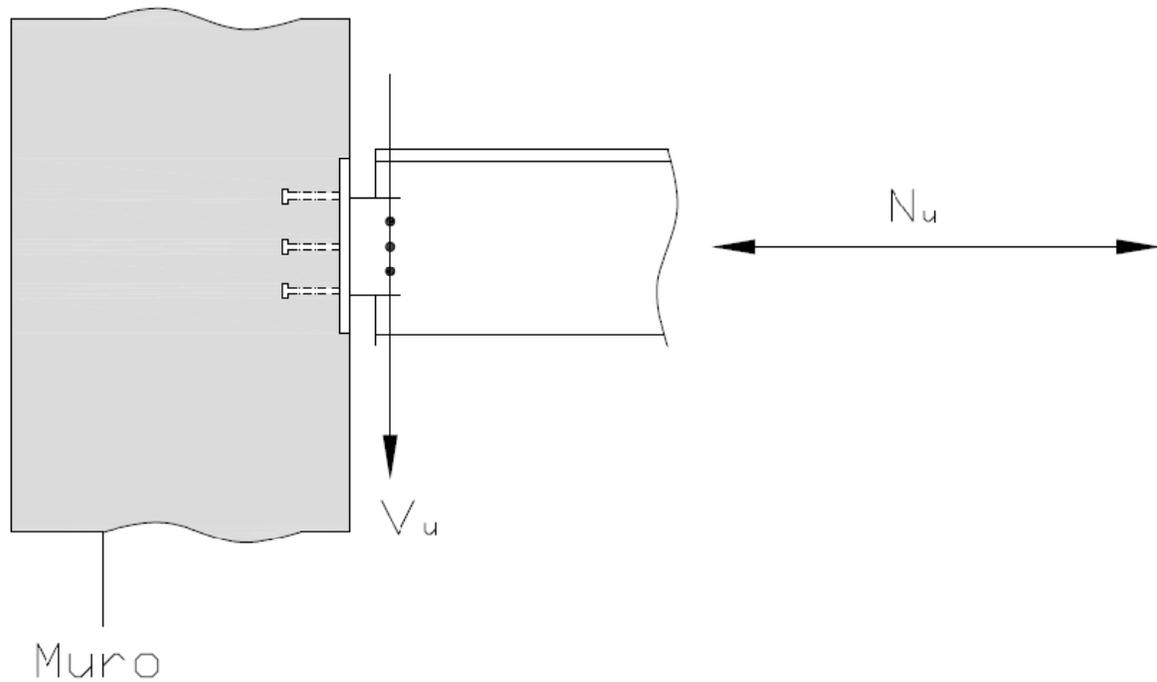


Figura 14 Fuerzas actuantes en una conexión a corte<sup>39</sup>

Nótese que la fuerza de diafragma puede ser de tensión o de compresión, y la línea de acción del corte gravitacional se asume alineada con los pernos. Esta conexión es una típica conexión a corte, y se puede diseñar utilizando los métodos usuales. La parte más crítica de la transferencia de fuerzas, es la fuerza a tracción de la plancha en el alma de la viga al muro, la cual la desarrollan los conectores de corte. Para la seguridad del muro, se recomienda el siguiente método (Wang 1979<sup>40</sup>):

1. Basados en un supuesto arreglo de pernos, se establece la capacidad a tracción entre la menor resistencia de los pernos o el cono de arranque de concreto

<sup>39</sup> E. López: Conexiones en Estructuras Mixtas. P 46

<sup>40</sup> WANG, M.T. (1979) "The Behavior of Steel Structure to Shear Wall Connections", Master of Science submitted to the University of Washington, Seattle

2. Determinar su cantidad suponiendo que todo el corte resiste los pernos en la zona de compresión y colocar igual cantidad en la zona de tracción. Por recomendación de la PCI se debe tomar como capacidad a corte la menor entre la capacidad a corte puro de un perno y la capacidad a tracción calculada según el punto 1 anterior.
3. Una vez determinado el arreglo de pernos se determina su capacidad como grupo
4. Se incrementa la tracción en un 50 % para asegurar la adecuada ductilidad
5. Basados en el modelo mostrado en la figura 15 y la formulación siguiente, se calcula la profundidad de la zona de compresión,  $k_d$

$$k_d = \frac{T_{capacidad} - 1,5N_u}{(0,85f'_c)b} \quad (4.7)$$

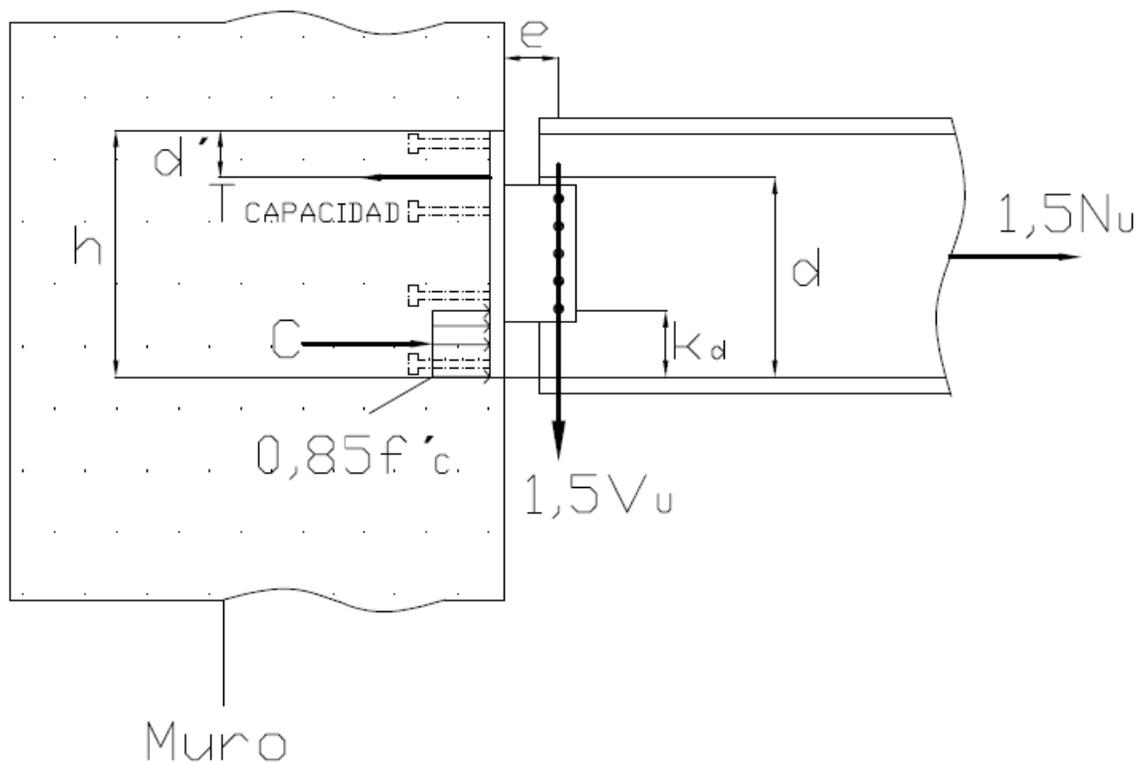


Figura 15 Equilibrio de fuerzas en conexión a corte excéntrico<sup>41</sup>

<sup>41</sup> E. López: Conexiones en Estructuras Mixtas P 49

6. Calcular la profundidad requerida de la plancha embebida.

$$d = \frac{1,5eV_u + 0,425bf'ck_d^2 * 0,75N_u d'}{0,85bf'ck_d + 0,75N_u} \quad (4.8)$$

$$h = d + d' \quad (4.9)$$

7. Chequear la capacidad de los pernos bajo la acción combinada de tracción y corte. Para este fin el corte debe ser resistido igualmente por los pernos en tracción y compresión. Las ecuaciones de PCI disponibles se pueden usar para este fin:

$$\frac{1}{\phi} \left[ \left( \frac{T}{P_c} \right)^2 + \left( \frac{V_u}{V_c} \right)^2 \right] \leq 1 \quad (4.10)$$

$$\left[ \left( \frac{T}{P_s} \right)^2 + \left( \frac{V_u}{V_s} \right)^2 \right] \leq 1 \quad (4.11)$$

#### 4.2.2 Conexiones a Momento

Como se indico previamente las vigas de soporte pueden ser unidas a los muros de concreto a través de conexiones a momento para incrementar la ductilidad de la estructura. El mecanismo basico de transferencia de fuerzas en las conexiones mostradas en las figuras 2 y 5 es similar al expuesto para vigas de acople embebidas en muros. Para la conexión mostrada en la figura 4 el diseño utilizado para conexiones de corte, generalmente, se puede seguir, pero el termino  $1,5eV_u$  en la ecuación (4.8) se reemplaza por  $1,5M_u$ . Una vez más, el momento de diseño calculado  $M_u$ , ha sido incrementado en un 50% para asegurar un comportamiento dúctil. Las conexiones para los cordones superiores e inferiores de una cercha de altura de entrepiso (figura 6) son similares a las conexiones a corte y se diseñan de acuerdo al método planteado en el punto anterior.

#### 4.2.3 Caso de Aplicación de Conexiones a Corte

$$N_u = 18.000 \text{ kgf}$$

$$V_u = 41.850 \text{ kgf}$$

Perfil W24x55

$t_{\text{muro}} = 45 \text{ cm}$

$f'_c = 420 \text{ kgf/cm}^2$

Acero perno 1010

$F_y \text{ perno} = 4.200 \text{ kgf/cm}^2$

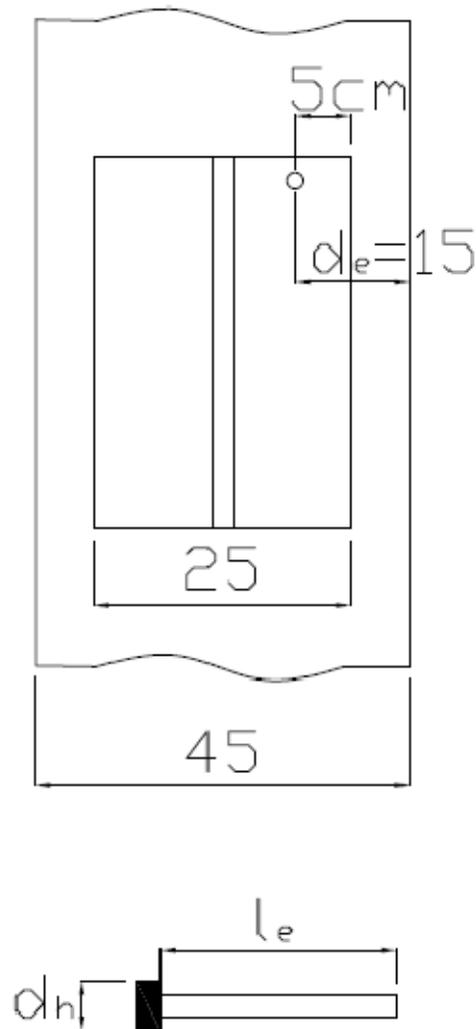


Figura 16 Caso de Aplicación de Conexión Viga de Soporte – Muro de Concreto<sup>42</sup>

Primero se determina la capacidad a tracción de un perno:

$$\phi P_s = 0,9 A_b F_y = 0,9 \times 2,85 \times 4.200 = 10.773 \text{ kgf}$$

<sup>42</sup> E. López: Conexiones en Estructuras Mixtas P 51

La carga de tracción que gobierna por concreto es:

$$\phi P_c = 2,84 l_e (l_e + d_s) \sqrt{f'c} \frac{d_e}{l_e}$$

$$l_e = 16,8 \text{ cm}$$

$$d_h = 3,175 \text{ cm}$$

$$d_e = 15 \text{ cm}$$

$$\phi P_c = 2,84 \times 16,8 \times (16,8 + 3,175) \sqrt{420} \frac{15}{16,8}$$

Obteniendo  $\phi P_c = 17.439 \text{ kgf}$

Por lo tanto usaremos:  $\phi P_s = 10.773 \text{ kgf}$

Capacidad a corte:

$$\phi V_s = 0,75 A_b F_y = 0,75 \times 2,85 \times 4.200 = 8.977 \text{ kgf}$$

La resistencia a corte es la menor entre  $\phi V_s$  y la resistencia a tracción de un solo perno.

El numero requerido de pernos por corte es:

$$n = \frac{41.850}{8.977} = 4,7 \rightarrow 5 \text{ pernos}$$

Calculo de la resistencia al corte basados en la falla del concreto:

Como la resistencia al borde es  $> 15 d_b$  (28,6 cm) (no aplican factores de disminución de resistencia)

$$\phi V_c = \phi 212 A_b \sqrt{f'c} n$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 212 \times 2,85 \times \sqrt{420} \times 5$$

$$\phi V_c = 46.434 \text{ Kgf} > V_U = 41.850 \text{ kgf}$$

Para tener numeros pares se usaran 6 pernos tanto en la zona de compresión como en la de tracción.

Resistencia a Tracción del grupo de pernos:

Suponiendo el arreglo de pernos que se muestra, la capacidad del grupo se calcula como se indica:

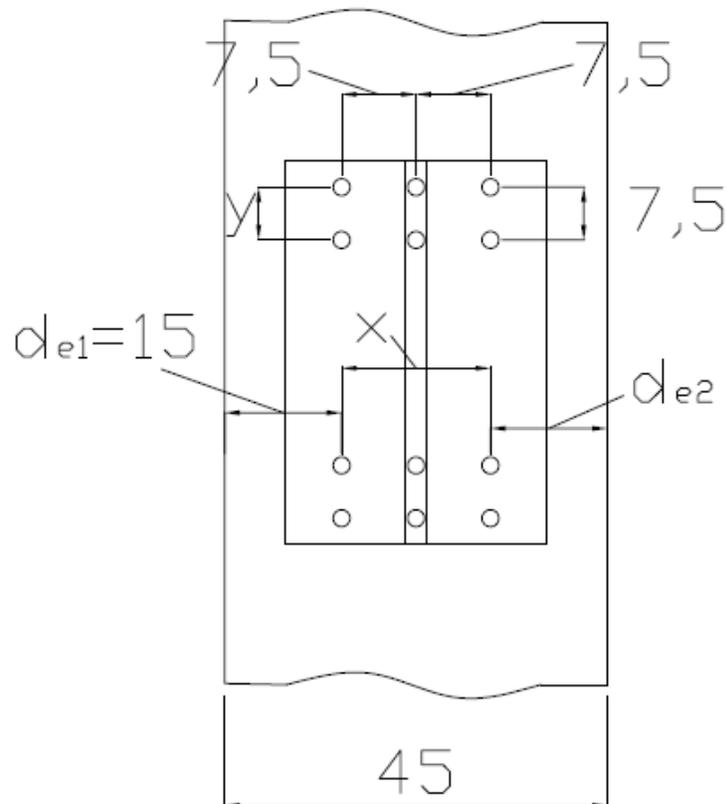


Figura 17. Arreglo de Pernos. Caso de Aplicación<sup>43</sup>

<sup>43</sup> E. López: Conexiones en Estructuras Mixtas P 53

$$\phi N_c = \phi 1,06 \sqrt{f'_c} (x + d_{e1} + d_{e2}) (y + 2L_e)$$

$$\phi N_c = 0,85 \times 1,06 \sqrt{420} (15 + 15 + 15) (7,5 + 2 \times 16,8)$$

$$\phi N_c = 34.151 \text{ kgf} > 1,5 \times 18.000$$

$$\phi N_c = 34.151 \text{ kgf} > 27.000$$

Tamaño de la plancha de conexión embebida:

$$k_d = \frac{34.151 - 1,5 \times 18.000}{0,85 \times 420 \times 25} = 0,80 \text{ cm}$$

Adoptando una distancia del perno superior al borde de la plancha de 2,5 cm.

$$d = \frac{1,5eV_u + 0,425bf'_c kd^2 + 0,75N_u d'}{0,85bf'_c kd + 0,75N_u}$$

$$d = \frac{1,5 \times 7 \times 41.850 + 0,425 \times 420 \times 25 \times (0,80)^2 + 0,75 \times 18.000 \times 6,25}{0,85 \times 420 \times 0,80 \times 25 + 0,75 \times 18.000} = 25,52 \text{ cm}$$

$$\text{Profundidad} = d + d' = 25,52 + 6,25 = 31,77 \approx 32 \text{ cm}$$

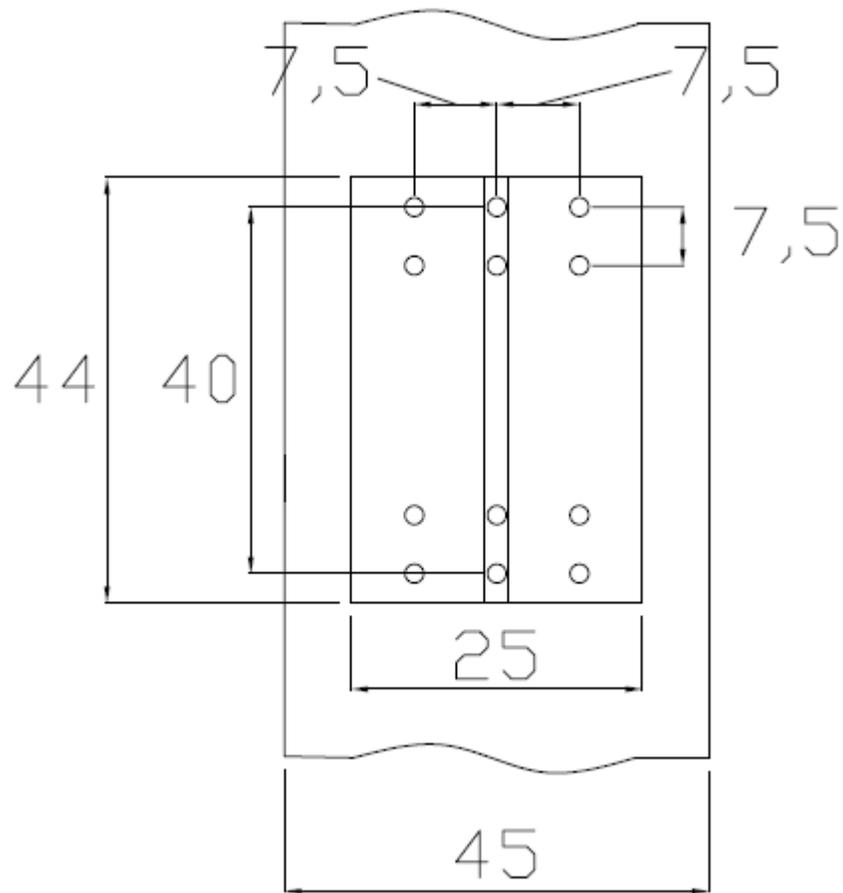


Figura 18. Dimensiones de la Plancha. Caso de Aplicación<sup>44</sup>

Se aumenta a 44 cm debido a que la plancha de conexión de la viga requiere 40 cm de altura.

Según la PCI el espesor de la plancha debe ser:

$$t_p = \frac{2}{3} \phi \text{ pernos} = \frac{2}{3} \times \frac{3}{4} = \frac{1}{2}$$

Más adelante se muestra la revisión de este espesor mediante elementos finitos.

<sup>44</sup> E. López: Conexiones en Estructuras Mixtas P 54

Chequeo de los pernos para el efecto combinado de corte y tracción:

Usando el diagrama de cuerpo libre mostrado en la figura, el valor de T se obtiene de :

$$\sum F_x = 0$$

$$0,85f'_c x k_d x b + 1,5N_u - T = 0,85x420x25k_d + 1,5x(18.000) - T = 0$$

$$T = 8925k_d + 27.000$$

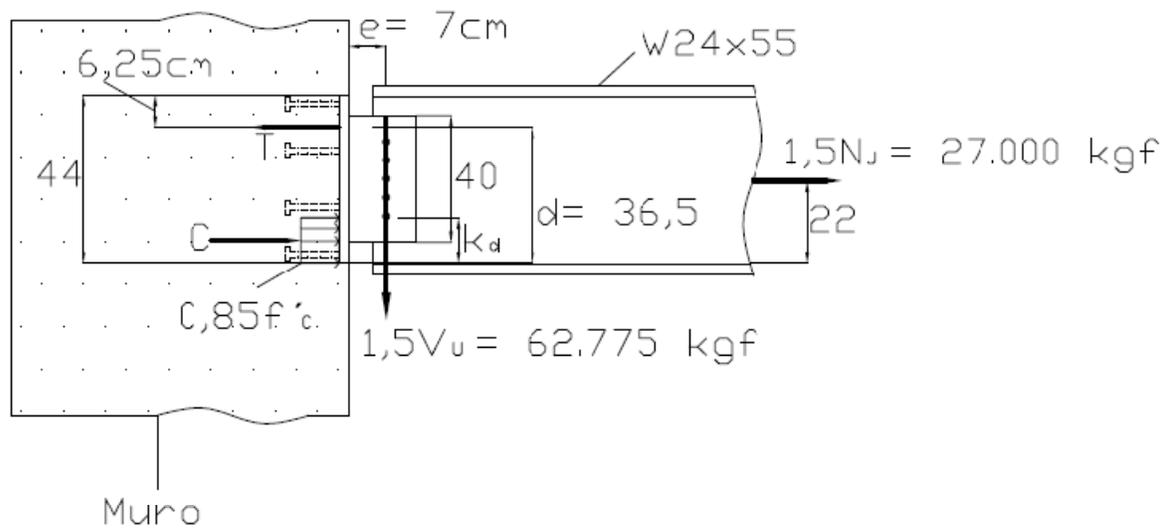


Figura 19. Equilibrio de Fuerzas. Caso de Aplicación<sup>45</sup>

$$\sum M_T = 0$$

$$1,5N_u x (36,5 - 22) + 0,85x420k_d x 25x(36,5 - 0,5k_d) - 1,5V_u e = 0$$

$$1,5x18.000x(14,5) + 0,85x420xk_d x 25x(36,5 - 0,5k_d) - 1,5x41.850x7 = 0$$

$$4.462,5k_d^2 - 325.762,50k_d + 47.925 = 0$$

<sup>45</sup> E. López: Conexiones en Estructuras Mixtas P 55

$$k_d = 0,15 \text{ cm}$$

$$\text{Por lo tanto, } T = 0,15 \times 8.925 + 27.000 = 28.339 \text{ kgf}$$

$$P_C = 1,06\sqrt{420}(x_1 + d_{e1} + d_{e2})(y + 2l_e)$$

$$P_C = 1,06\sqrt{420}(15 + 15 + 15)(7,5 + 2 \times 16,8)$$

$$P_C = 40.177 \text{ kgf}$$

$$P_S = 0,9(A_S F_y)n = 0,9 \times 2,85 \times 4.200 \times 6$$

$$P_S = 64.638 \text{ kgf} \text{ (6 pernos en tracción)}$$

$$V_C = 212 \times A_b \sqrt{f'_c} n = 212 \times 2,85 \times \sqrt{420} \times 12$$

$$V_C = 148.588 \text{ kgf}$$

$$V_S = 0,75 \times A_b \times F_y \times n = 0,75 \times 2,85 \times 4.200 \times 12$$

$$V_S = 107.730 \text{ kgf} \text{ (Corte resistido por los 12 pernos)}$$

Por lo tanto

$$\frac{1}{0,85} \times \left[ \left( \frac{28.339}{40.177} \right)^2 + \left( \frac{62.775}{148.588} \right)^2 \right] = 0,82 \leq 1$$

$$\left[ \left( \frac{28.339}{64.638} \right)^2 + \left( \frac{62.775}{107.730} \right)^2 \right] = 0,53 \leq 1$$

El Diseño es adecuado

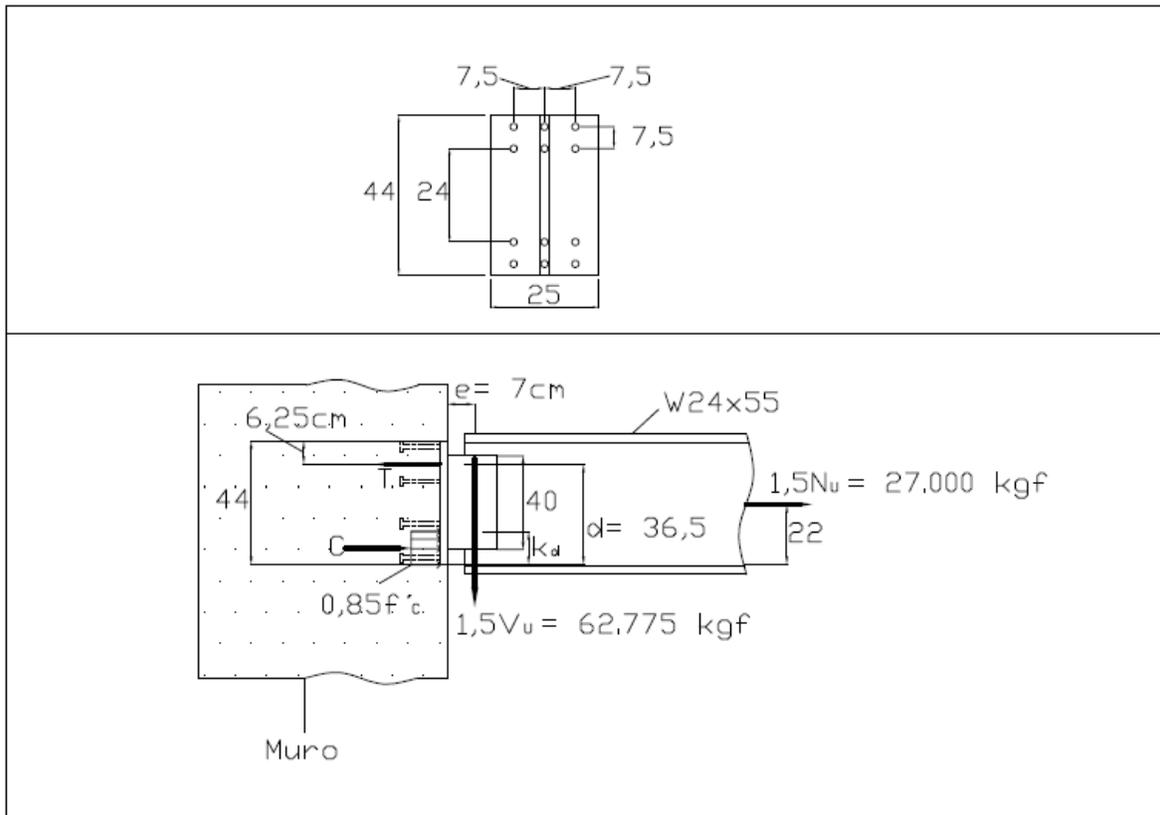


Figura 20. Resultado del Diseño. Caso de Aplicación<sup>46</sup>

A fin de corroborar el espesor de la plancha, se utilizó el método de elementos finitos, a través del software SAP2000 versión 14. En primer lugar se modeló la plancha tal como se muestra en la figura 21.

Luego se utilizaron resortes de área con una rigidez acorde con el concreto como material de contacto. La determinación de la rigidez de los resortes se basó en el concepto de modulo de reacción y ley de Hooke:

$$\text{Modulo de Reacción } B = \sigma / \delta$$

$$\text{Ley de Hooke } \sigma = E \varepsilon$$

$$\sigma = E x \Delta / l$$

<sup>46</sup> E. López: Conexiones en Estructuras Mixtas P 58

$$\Delta l = \delta$$

Modulo de reacción del concreto

$$B = \sigma / \Delta l = E / l$$

Adoptando  $l = 100$  cm y  $\Delta l = 1$  cm

$$B = 15.100 \sqrt{f'_c} / 100$$

$$B = 3.094 \text{ kgf/cm}^3$$

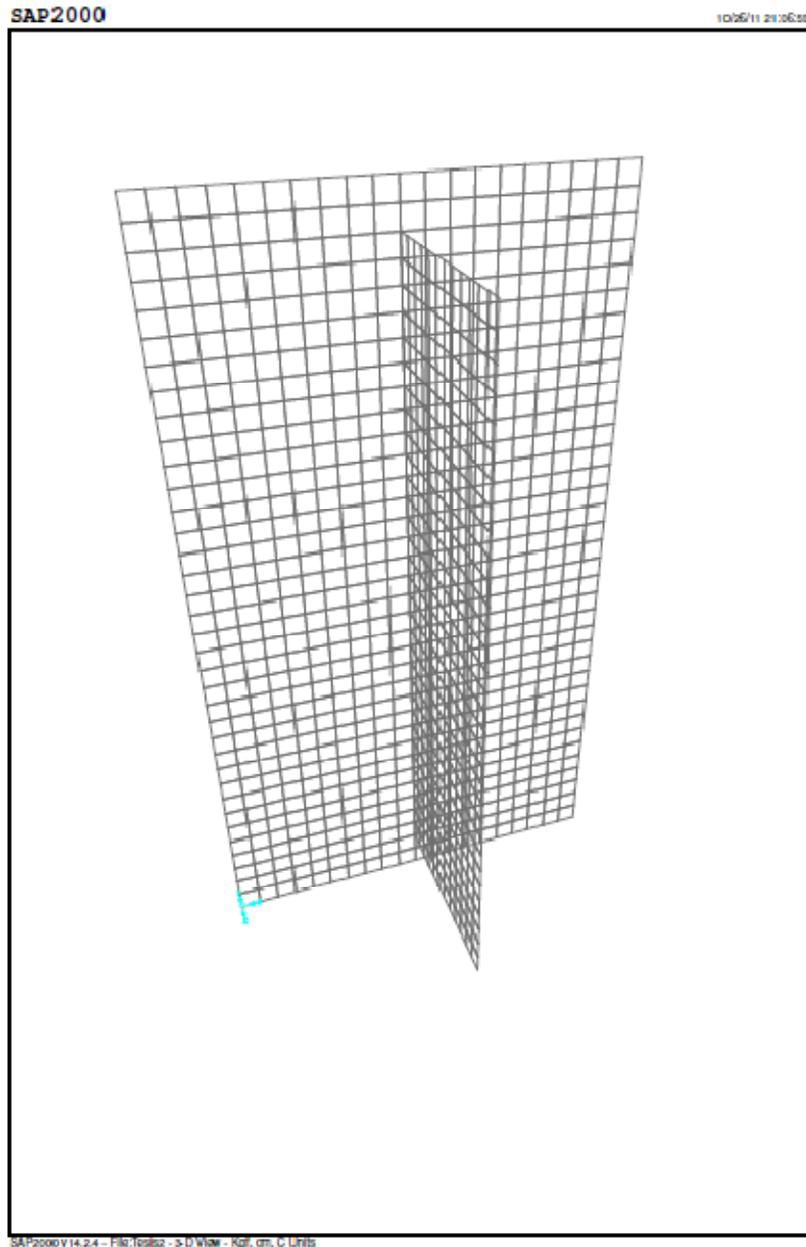


Figura 21 Modelo en elementos finitos, SAP2000

Los resortes fueron asignados en cada uno de los nodos que componen los elementos finitos de la plancha que esta en contacto con el muro de concreto, tal como se muestra en la siguiente tabla:

**Table: Area Spring Assignments**

Table: Area Spring Assignments						
Area	Type	Stiffness Kgf/cm/cm2	SimpleType	Face	Dir1Type	NormalDir
1	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
6	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
7	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
8	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
9	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
10	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
11	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
12	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
13	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
14	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
15	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
720	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
721	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
722	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
723	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
724	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
725	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
726	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
727	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward
728	Simple	3094,0000	Compression Only	Bottom	Normal To Face	Inward

Luego se utilizaron resortes locales para modelar los pernos con la rigidez determinada como:

$$K = \frac{E_S A_S}{L_e}$$

$$K = \frac{2.038.901,9 \times 2,85}{16,8}$$

$$K= 345.885,14$$

Ver ubicación de los resortes en la figura 22 en la proxima pagina.

Posteriormente se procedio a ubicar las fuerzas  $1,5V_U$  y  $1,5N_U$  en los 5 puntos que unen la plancha a la viga.

$$1,5N_U= 1,5 \times 18.000 = 27.000 \text{ kgf}$$

$$27.000 \text{ kgf}/5 \text{ puntos} = 5.400 \text{ kgf}$$

$$1,5V_U= 1,5 \times 41.850 = 62.775 \text{ kgf}$$

$$62.775 \text{ kgf}/5 \text{ puntos} = 12.555 \text{ kgf}$$

En la figura 23 se puede observar la aplicación de las fuerzas en la plancha lateral.

Luego se modificó el tipo de análisis de la carga muerta a no lineal. A continuación se ejecutó el análisis del modelo, teniendo el cuidado de que solo este seleccionado para correr la opción de carga muerta.

En la figura 24 se puede ver el resultado del análisis y en la figura 25 la deformada de la conexión.

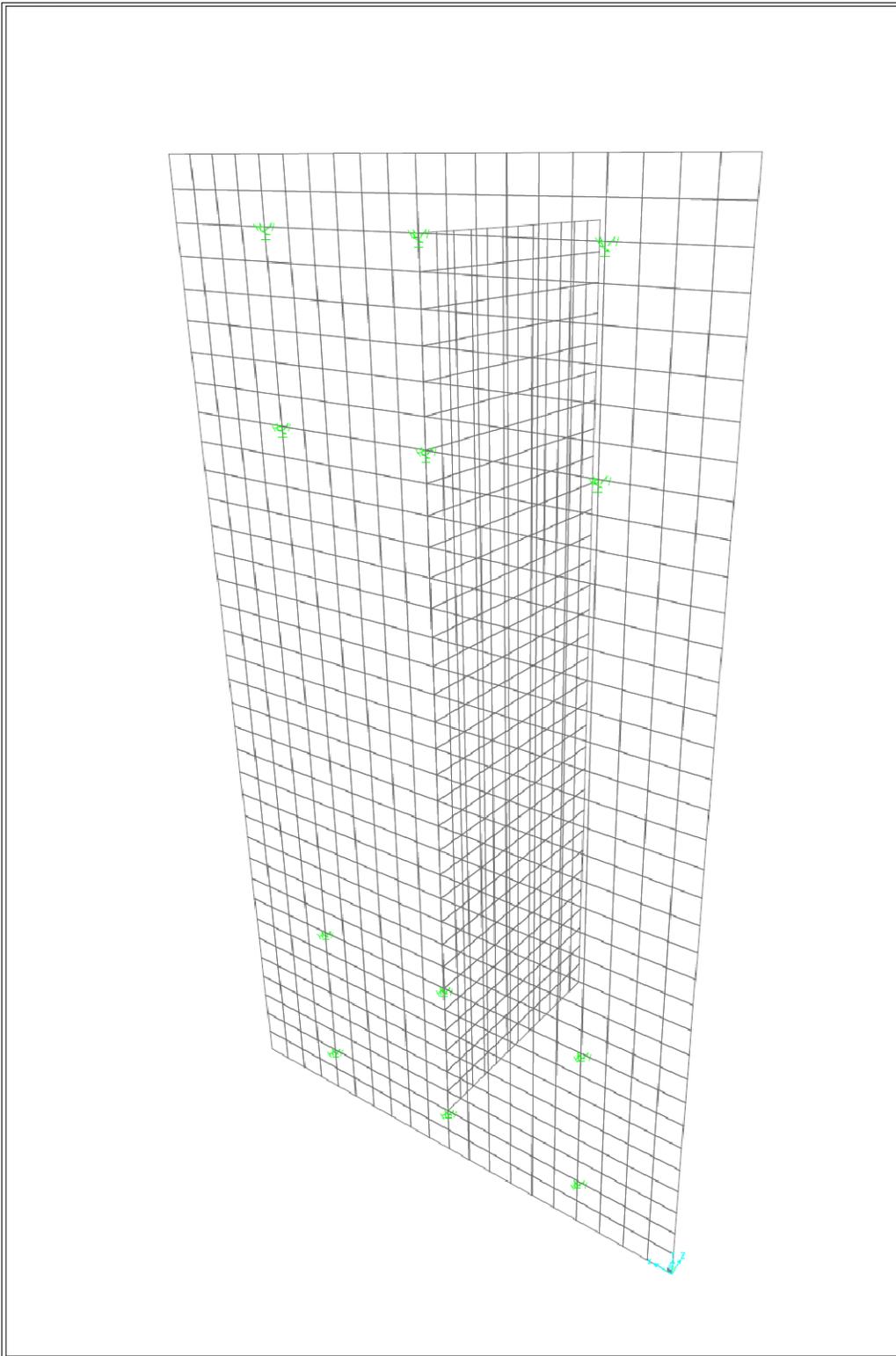


Figura 22 Pernos modelados como resortes

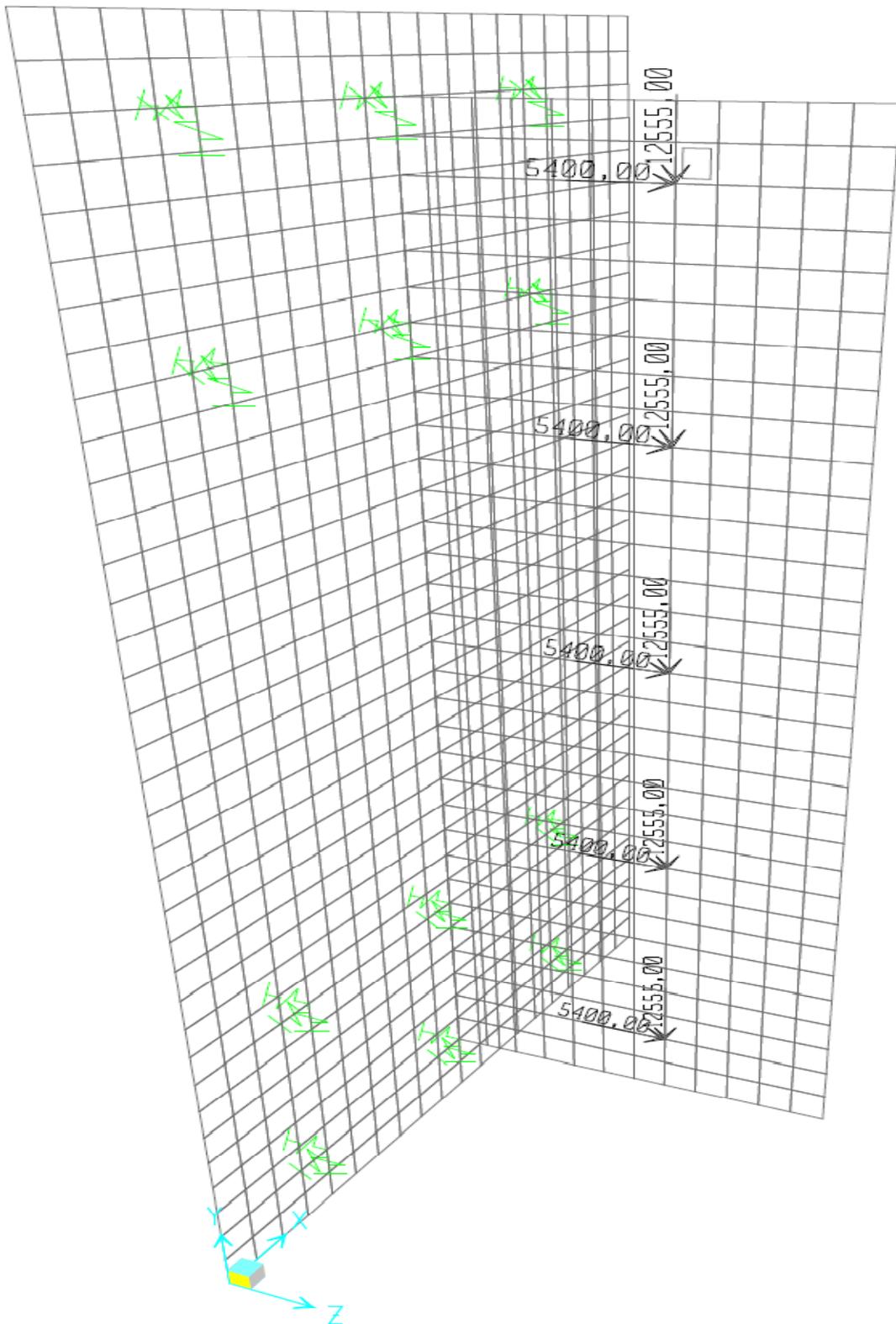


Figura 23 Cargas

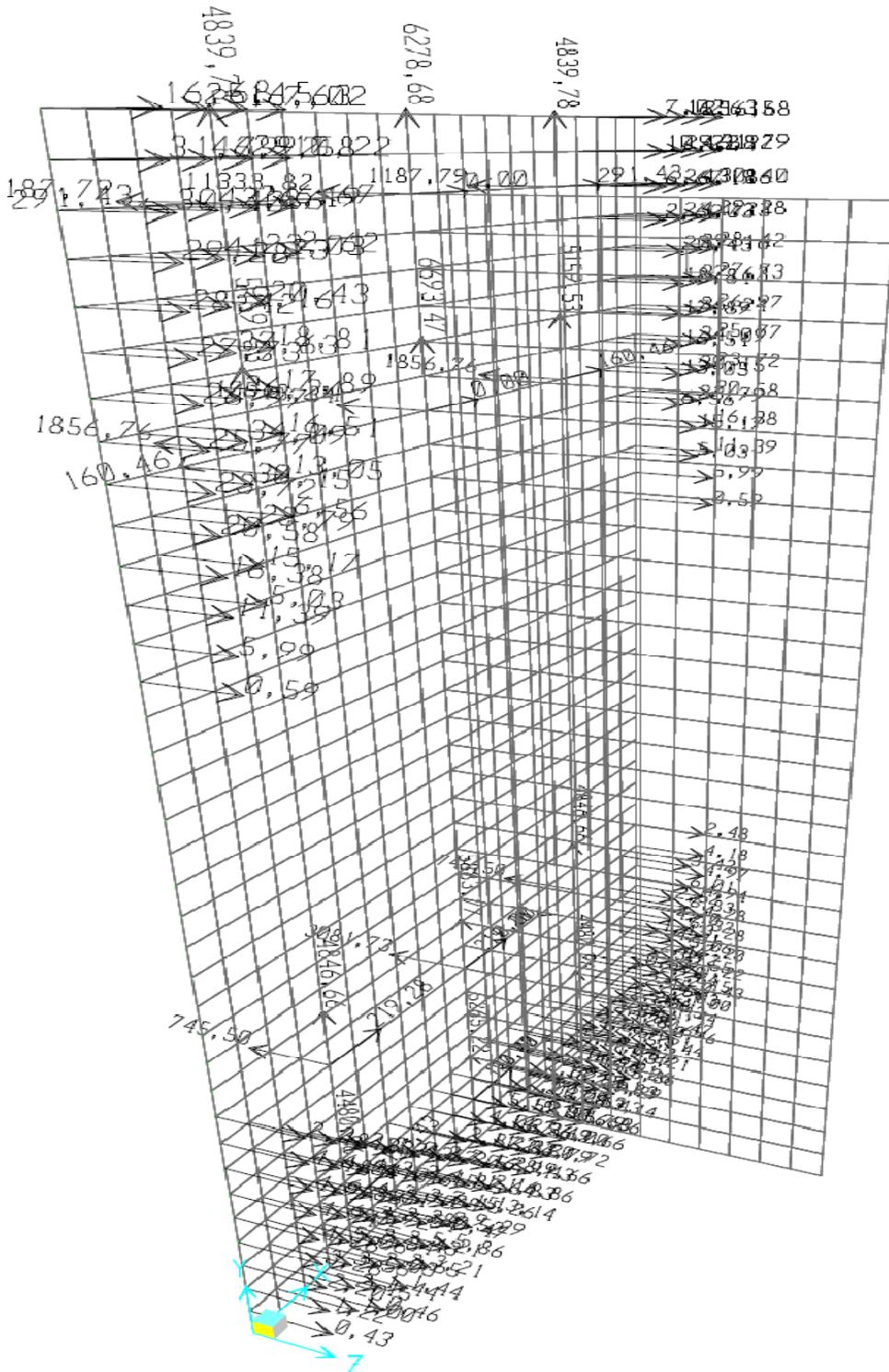


Figura 24 Reacciones

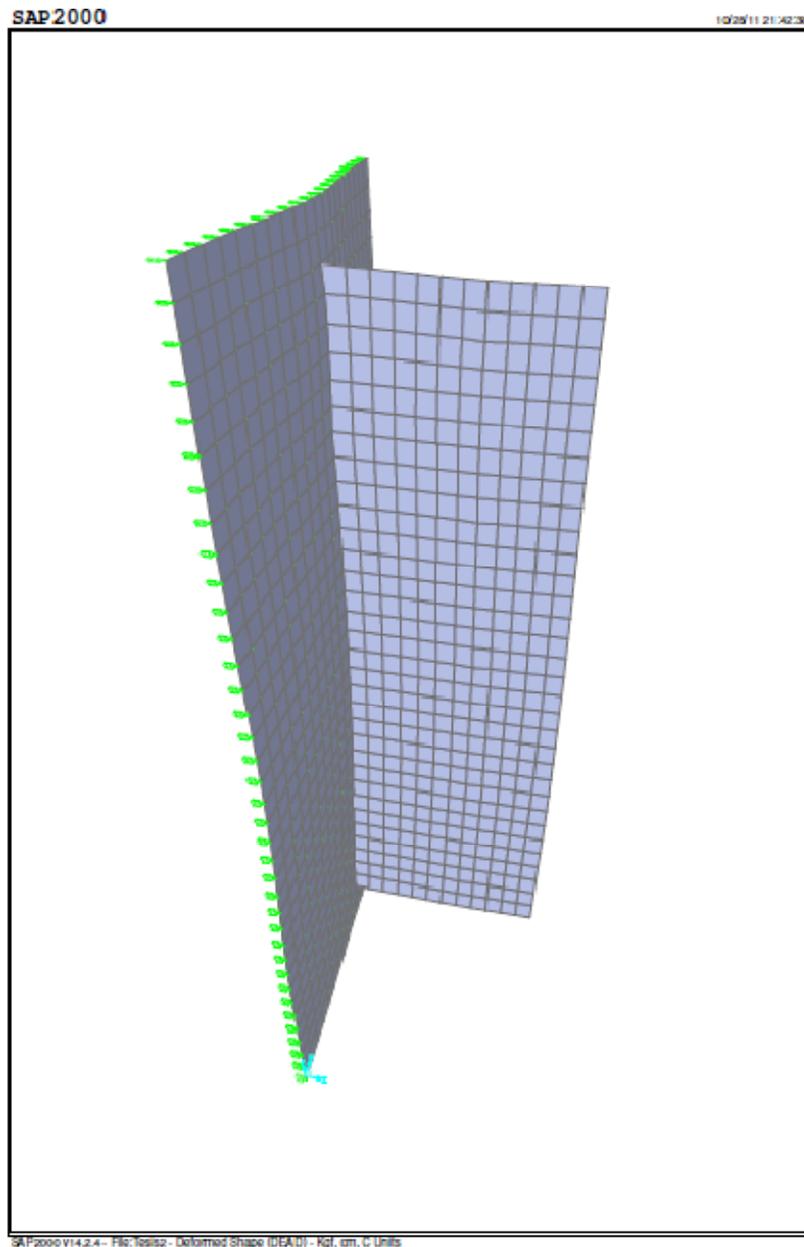


Figura 25 Deformada de la Conexión

Se puede ver también el diagrama de esfuerzos en la figura 26.

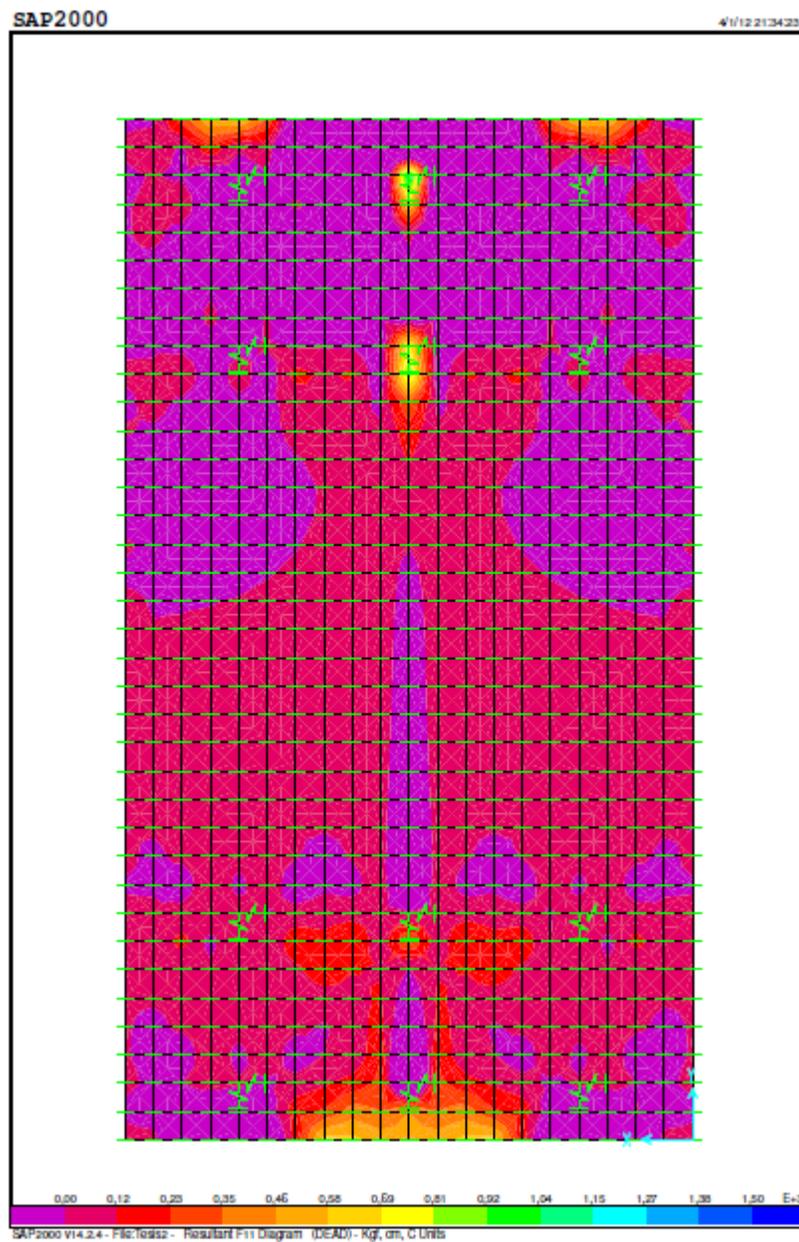


Figura 26 Diagrama de Esfuerzos de la Conexión

Para verificar el valor del espesor de la plancha  $t$ , se utiliza la siguiente formula:

$$t = \sqrt{\frac{4M_U}{0,9F_yW}}$$

Se toma como  $M_U$  el valor más alto obtenido en el análisis, es decir 1.134,39 kg-cm/cm y aplicando la formula se obtiene:

$$t = \sqrt{\frac{4 \times 1.134}{0,9 \times 2.500 \times 1}} = 1,42 \text{ cm}$$

Este valor es superior al de  $\frac{1}{2}$ " (1,27 cm) obtenido anteriormente.

En vista del resultado anterior, se volvió a resolver este ejemplo mediante elementos finitos variando las cargas aplicadas y observando como se comporta el espesor de la plancha. A continuación se tabulan los resultados obtenidos.

$N_U$ (kgf)	$V_U$ (kgf)	t (cm)
18.000	41.850	1,42
21.600	41.850	2,86
14.400	41.850	1,38
18.000	50.220	1,52
18.000	33.480	1,31

Como se puede ver en todos los casos los resultados son superiores a la recomendación del PCI de utilizar  $2/3 \phi$  pernos, por lo que se recomienda siempre verificar el espesor de la plancha por elementos finitos.

## CAPÍTULO IV

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El método de proyecto presentado para el caso de las vigas de soporte es sencillo y efectivo, sin embargo en el caso particular del espesor de la plancha la recomendación del PCI de utilizar dos tercios del diámetro de los pernos resultó

insuficiente en los casos estudiados. Por esta razón se recomienda calcular el espesor de las planchas por elementos finitos.

- Sería conveniente incorporar en las normas venezolanas las recomendaciones referentes a las uniones de vigas de acople a muros de concreto ya que serian de gran ayuda a los proyectistas de estructuras mixtas

## BIBLIOGRAFÍA

1. ROEDER, C.W., HAWKINS, N.M.; (1981) "Connections between Steel Frames and Concrete Walls". AISC, Engineering Journal. USA
2. HURTADO DE V.,J. (1998) "Metodología de la Investigación Holística". Fundación Sypal. Instituto Universitario de Tecnología Caripito. Venezuela
3. ARY, D.; JACOBS, L.; RAZAVIEH, A. (1993) "Introducción a la Investigación Pedagógica". Editorial Mc Graw Hill. México
4. MALLICK, D.V.; SEVERN, R.T. (1968) "Dynamic characteristics of infilled frames". Proceeding of the Institute of Civil Engineers. USA
5. LIAUW, T.C. (1979) "Test on Multistory infilled frames subject to dynamic lateral loading". ACI Journal
6. LIAUW, T.C.; KWAN, K.H. (1985) "Static and Cyclic behavior of multistory infilled frames with different interface conditions". Journal of Sound and Vibration
7. MAKINO, M.; KAWANO, A.; KUROBANE, Y.; SAISHO, M. YOSHINAGA, K. (1980) "An investigation for the design of framed structures with infill walls". Proceedings of the seventh world conference on earthquake engineering.
8. MAKINO, M. (1985) "Design of framed steel structures with infilled reinforced concrete walls" Roeder CW, editor. Composite and mixed construction. ASCE
9. HAYASHI, M. YOSHINAGA, K. (1994) "An experimental study of practical application of composite structures of a frame and an earthquake-resistant wall 9" Synopses of the conference of architecture institute of Japan
10. XIANGDONG, Tong; HAJJAR, Jerome; SCHULTZ Arturo; SHIELD Carol (2005). "Cyclic behavior of steel frame structures with composite reinforced

- concrete infill walls and partially-restrained connections”. Journal of Constructional Steel Research 61. USA
11. PARK, W.; YUN, H. (2006) “The bearing strength of steel coupling beam-reinforced concrete shear wall connections”. Nuclear Engineering and Design 236.
  12. NORMA VENEZOLANA COVENIN 1618:1998. Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites.
  13. TAMBOLI, Akbar (2009). “Handbook of Steel Connection Design and Details”. Mc Graw – Hill Professional. USA
  14. HAWKINS, N; MITCHEL, D.; ROEDER, C.W. (1980) “Moment Resisting Connections for Mixed Construction” Engineering Journal, American Institute of Steel Construction
  15. NORMA VENEZOLANA COVENIN 1753:1987. Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño.
  16. SHAHROOZ, B.M.; REMMETTER, M.; QIN, F.; (1992) “Seismic Response of Composite Coupled Walls” Composite Construction in Steel and Concrete II, ASCE
  17. SHAHROOZ, B.M.; REMMETTER, M.; QIN, F.; (1993) “Seismic Design and Performance of Composite Coupled Walls” Journal of the Structural Division, ASCE
  18. GONG, B.; SHAHROOZ, B.M.; (1998) “Seismic Behavior and Design of Composite Coupled Wall Systems” Report N° UC-CII 98/01, Cincinnati Infrastructure Institute, Cincinnati, OH.
  19. AISC, (1992) “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”. American Institute of Steel Construction, Chicago

- 20.AISC, (1994) "Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design", American Institute of Steel Construction, Chicago
- 21.LOPEZ G, Eduardo (2010) "Conexiones en Estructuras Mixtas Acero – Concreto". Seminario Técnico Sidetur 2010. Diseño y Detallado de Conexiones de Estructuras de Acero. Caracas, Venezuela.
- 22.MATTOCK, A.H.; GAAFAR, G.H.; (1982) "Strength of Embedded Steel Sections as Brackets". ACI Journal
- 23.NORMA VENEZOLANA COVENIN 1753:2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural.
- 24.AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (2005) "Building Code Requirements for Structural Concrete" ACI 318-05
- 25.WANG, M.T. (1979) "The Behavior of Steel Structure to Shear Wall Connections", Master of Science submitted to the University of Washington, Seattle