



**UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL EN OBRAS CIVILES
CAMPUS MIRAFLORES
VALDIVIA**

Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

“METODOLOGIA DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE CONEXIONES DUCTILES COLUMNA-VIGA, APLICADO A EDIFICIOS PREFABRICADOS”

Tesis para optar al Título de
Ingeniero Civil en Obras Civiles.

**Profesor Patrocinante:
Sr. Eduardo Peldoza.
Ingeniero Civil.**

**Profesor Co-Patrocinante:
Sr. Hernán Arnés Valencia
Ingeniero Civil**

**BORIS VALERIANO MUÑOZ GUARDA
VALDIVIA - CHILE
2005**

Para Mi Querida Hermana Tani.

Son muchos los obstáculos que engrandecen este momento..... y muchas las lecciones que he aprendido a través de estos años de estudiante, que van más allá de las académicas.

Doy gracias por los padres que tengo, Guadalupe y Valeriano, gracias por enseñarme a caminar, leer, de haber vivido hasta hoy cada etapa de mi vida con su incondicional apoyo y cariño , gracias por su paciencia y de la confianza que siempre me han tenido, de su bondadosa generosidad, de enseñarme a no temer de los desafíos, de saber buscar nuevos horizontes y de no doblegarme ante las dificultades, de no creer en los imposibles, de ser una persona responsable, de cuidar y valorar lo que con tanto trabajo se logra.

Gracias por los valores que me enseñaron , gracias por el ejemplo de padres que me han dado. Esta tesis también la escribieron Uds.

A mis hermanos Alex, Richard, Tani, por su inagotable aliento,.....en especial a mi hermana por ser mi gran inspiración.

Al mismo tiempo doy gracias por el apoyo brindado por parte de mis profesores colaboradores, que hicieron de mi trabajo un exitoso aporte para la carrera, como también a todas aquellas personas que participaron directa e indirectamente de esta memoria.

También quiero hacer una especial mención del Ingeniero Rafael López, Jefe de Obra del Proyecto “Autopista Costanera Norte”, el cual confió en mi terminar a cargo del Enlace Vivaceta, al cual dediqué mi más esmerado esfuerzo con el fin de cumplir con la obra. Gracias por haberme dado la oportunidad de participar y desarrollarme profesionalmente en este Megaproyecto siendo solo un estudiante.

Los + YAñez

Agradezco a todos aquellos que han compartido este camino junto a mi, los momentos difíciles y temores que solo nosotros sabemos que se pasan.

Parto por mi gran amigo y compañero Marco "Flaco" Cárcamo, con el cual dimos una clase de ser obstinados y de nunca rendirse, de reírnos de nuestra suerte y de lograr siempre el objetivo, en realidad nunca fallamos JA!,,,,"Los Hermanos Brother", "LO Hicieron de Nuevo" ja. De seguro Compartiremos Nuevos Desafíos..

A todos mis compadres pues "la mafia" , son tantos buenos momentos muchachos!!!! , Tano, Claudio, Zura, kabezón Uribe, Krause, Nacho, Ñaña, EEEspokin, buuuuullentini, Saphier, Cesar , Carlos Lt, Pablo, ,,y muchos más que han estado junto a mi y hemos compartido aparte de una sala de clases, una vida Y un estilo que siempre nos unió, gracias amigos míos de hecho un saludo para Pat-Yan que ya ha condecorado a solo a dos "Zura y Yo " de hecho es otro de los logros que me llevo, y a la tía Paty que con su paciencia y abnegación nos alimento en nuestras noches de Valdi, un saludo también pal CTL, Scanners, New York, por su gran auspicio en nuestra época de mechones.... Ya pues Compañeros y amigos gracias ,,,,nos veremos solo separados por la distancia , pero ya saben que los 21 de mayo es el cumpleaños de pat - yan y ahí nos veremos sin falta , pa verle la cara a ese wn ja!..

Esto Recién Comienza!!

CHEGO!!

Valdivia 12 de Diciembre del 2005

Resumen

Introducción

Objetivos

Metodología de Trabajo

Capítulo 1

Estado del Arte de Elementos de Hormigón Armado
Estructuración de Edificios Prefabricados

1.1) Generalidades1

1.1 ¿Qué es la prefabricación?.

1.2) Ventajas.

1.3) Conexiones.

1.4) Sistemas de Estructuración de Edificios Prefabricados.

1.5) Sistemas de Estructuración de Edificios Prefabricados.

1.5.1 Sistemas de Pisos.

1.5.2 Sistema de Piso de Placas Pre-tensadas Ahuecadas, (Hollow Core Planks Floor).

1.5.3 Sistema de Muros.

Capítulo 2 Uniones Híbridas

2.1) Definición.....14

2.2) Consideraciones de Diseño

2.3) Ventajas de los Marcos con Unión Híbrida.

Capítulo 3 Requerimientos de Diseño para Uniones Híbridas, en Marcos
Especiales Resistentes a Momentos con Elementos Prefabricados
Post-Tensados.

3.1) Aspectos generales.....25

3.2) Conceptos.

3.3) Materiales.

3.3.1 General.

3.3.2 Ductos.

3.3.3 Reforzamiento Especial.

3.3.4 Cables y Tendones para Post-tensados.

3.4) Requerimientos para el Sistema de Marcos.

3.4.1 Generalidades.

3.4.2 Cargas.

3.4.3 Giro.

3.4.4 Características del Marco.

3.4.5 Interacción entre Marco de Momentos Resistentes y Losa de Piso.

- 3.5) Requerimientos de Diseño para las Vigas del Marco de Momentos.
 - 3.5.1 Preesfuerzo.
 - 3.5.2 Diseño de la Viga.

- 3.6) Requerimientos de Diseño de la Interfase Viga - Columna para el Marco de Momentos.
 - 3.6.1 General.
 - 3.6.2 Fuerza para Preesfuerzo, de Cables Post-tensados.
 - 3.6.3 Interfase Mortero.
 - 3.6.4 Refuerzo Especial.
 - 3.6.5 Probable Esfuerzo de Flexión.
 - 3.6.6 Fijación del Refuerzo Especial.
 - 3.6.7 Nudos del Marco.

Capítulo 4 Procedimiento de Diseño de Uniones Híbridas

- 4.1) Introducción.....54
- 4.2) Detalles Estructurales.
- 4.3) Secuencia Constructiva.
- 4.4) Fuerzas de Diseño.
 - I Sistema de Rigidez.
 - II Cargas de Diseño.
 - III Resistencia de Corte Vertical.
 - IV Radio de Giro para la Luz.
 - V Máximo y Mínimo Pre-tensado.
 - VI Tensiones en el Hormigón.
 - VII Momento Probable Máximo.

- 4.5) Procedimiento de Cálculo.
 - 4.5.1 Supuestos.
 - 4.5.2 Datos de Entrada.
 - 4.5.3 Procedimiento.

- 4.6) Cálculo de Momento Nominal.
- 4.7) Momento Nominal Directo.
- 4.8) Diagrama de Flujo Procedimiento de Diseño.

Capítulo 5 Aplicación Práctica de Diseño de Uniones Híbridas para Edificio Prefabricado Según Normativa Chilena

5.1)	Generalidades.....	83
5.2)	Diseño de Conexiones Híbridas para Edificio de Marcos Resistentes Según los Requerimientos de NCh. 433 Of 96.	
5.3.1	Datos Generales	
5.3.2	Estructuración	
5.3.3	Materiales	
5.3.4	Solicitaciones	
5.3.5	Diseño Estructural	
5.3.6	Propiedades del Suelo	
5.3.7	Normas	
5.3.8	Determinación Peso del Edificio	
5.3.9	Combinaciones de Carga	
5.3.10	Modelación Dinámica de la Estructura	
5.3.11	Determinación de Espectro de Diseño Según La Norma Sísmica Chilena.	
5.3.12	Control de Esfuerzo de Corte Basal por Acción Sísmica	
5.3.13	Evaluación Espectros de Diseño para Corte Basal.	
5.3.14	Control de Deformaciones Sísmicas	
5.3.15	Diseño de Elementos Estructurales	
5.3.15.1	Distribución de Elementos Estructurales Según Nivel.	
5.3.15.2	Diseño de Vigas del Edificio de Marcos de Momentos Resistentes.	
5.3.15.3	Diseño de Columnas del Edificio de Marcos de Momentos Resistentes	
5.3.15.4	Definición de Armaduras para Vigas y Columnas, para Marco de Momentos Resistentes.	
5.3.16	Diseño de Uniones Híbridas para Edificio de Marcos Resistentes.	
5.3.16.1	Tablas de Esfuerzos	
5.3.16.2	Control de Rotación para Puntos de Conexión	
5.3.16.3	Determinación de Secciones para Barras de Refuerzo y Cable Post- Tensado	

Capítulo 6 Resultados

6.1) Materiales.....156

6.2) Secciones

6.3) Planos Tipo Conexión Híbrida.

Conclusiones

Bibliografía

Apéndice

Resumen Memoria de Tesis

Titulo: "Metodología de Diseño de Conexiones Dúctiles Viga – Columna, Aplicado a Edificios Prefabricados".

La ejecución de sistemas de edificios prefabricados en zonas con alto riesgo sísmico, han tenido que superar diversos aspectos en su diseño para poder cumplir con un eficiente desempeño en favor de la estabilidad de la estructura. La investigación planteada en esta memoria, lleva a dar a conocer una nueva metodología de diseño presentada recientemente por el programa "PRESSS", donde se han diseñado una serie de conexiones dúctiles entre elementos prefabricados, que son capaces de resistir deformaciones sísmicas en forma más eficiente que las de un sistema monolítico convencional. Aquí se dará a conocer el método y se explicará su procedimiento analítico de diseño, a partir de informes entregados por el documento NISTIR 5765 y el Código ACI 318-99, para así finalmente aplicarlos a un Edificio de uso habitacional de 4 pisos de Marcos de Momentos Resistentes Prefabricados, diseñado bajo las normativas de cargas y sísmica chilena, el cual demostrará analíticamente su eficiente funcionamiento.

Summary Thesis Memory

Headline: "Methodology Design for Hybrid Connections Beam – Column, Applied to Precast Concrete Buildings"

The construction of precast buildings systems on high seismic risk zones, must be able to overcome any one troubles design, and therefore satisfy an efficient performance on structure. One of these great contest, its the appropriate behavior in the connections precast pieces, beam-column. Here in this report, i am going to teach a new ductile connections metod, to leave from the experience and methodology done by program PRESSS, and the ACI 318-99 Code, under the perspective of the requirements design of chileans norms for buildings and NISTIR 5765 report, in a Special Hybrid Moment Frame composed of discretely jointed precast and Post-Tensioning concrete members.

Introducción

La versatilidad a la que ha sido llevada la construcción de edificios en la menor cantidad de tiempo posible, ponen a prueba la efectividad de construir una estructura resistente y de gran cobertura, de la forma más simple.

La garantía de ejecutar una obra sin pérdidas de tiempo en espera del fraguado del hormigón y de instalación de moldajes y alzaprimados, han llevado a la masificación de la ejecución de estructuras completamente prefabricadas.

Quizás imitando un poco a lo que se logra con las estructuras de acero, el hormigón prefabricado, ya cubre gran cantidad de tipos de obras tales como puentes, canales, galpones etc. Que gracias a la adaptabilidad del diseño y de la trabajabilidad del preesfuerzo integrado a las piezas, van dando a cada tipo de uso, su mejor calibración tanto de resistencia como de transporte y montaje.

El tipo de edificios que comúnmente se diseñan en Chile, son los de colado In Situ, y han cumplido satisfactoriamente las disposiciones que las normativas locales han desarrollado con el objeto de otorgar seguridad, y un correcto desempeño frente a las cargas y tipos de uso al que serán destinados, como también a las aceleraciones sísmicas que se presentan a lo largo del país, que desarrollan grandes cargas cíclicas en éstas estructuras.

Pese a que son una excelente alternativa, los edificios de colado in situ, presentan muchas veces desventajas en su ejecución tanto de espacio para la faena, tiempo de ejecución, y terminaciones de precisión.

El eficiente desempeño que han obtenido estudios para la ejecución de edificios prefabricados, han hecho que para ciertos casos sean de gran utilidad, por ejemplo, en Estados Unidos construyen hospitales en zonas desérticas y de difícil acceso, como también para la construcción en serie de edificios habitacionales en zonas mineras, etc.

Uno de las mayores pruebas a la que han sido sometidos los edificios de construcción con elementos prefabricados, es la factibilidad de ejecutarlos en zonas de alta sismicidad, y que la resistencia, especialmente en el ensamblaje de sus piezas, logren superar fuertes cargas cíclicas proveniente de estas solicitaciones.

En otros países como Estados Unidos, Nueva Zelanda y Japón, que al igual que Chile poseen zonas de movimientos sísmicos, han sido capaces de alcanzar un desarrollo considerable en la cantidad de estructuras que se han construido con modelos prefabricados, alguno de los más emblemáticos es el Edificio "The Paramount" de 128 metros de altura, ubicado en la ciudad de San Francisco, California, Estados Unidos.

Se puede destacar, que los Edificios Prefabricados, se han logrado ejecutar gracias a las experiencias que se alcanzaron por diversos programas de estudio para este tipo de estructuras. Uno de los mas relevantes seria el programa conocido como "Precast Seismic Structural Systems" dirigido por el Dr. Nigel Priestley, de la Universidad de San Diego, donde ya han sido probado modelos que han creado una teoría de cálculo para los tipos de elementos y uniones dúctiles con resultados satisfactorios.

Uno de los puntos más complejos en el diseño de estructuras para edificios prefabricados, es la capacidad sujeción para las uniones de los elementos entre si, brindando un comportamiento estable a la estructura que se erigirá en altura.

El desarrollo de una conexión que sea capaz de dar paso a la satisfactoria ejecución de edificios prefabricados en zonas sísmicas, serian una de las misiones a abordar para esta investigación.

En esta memoria se enfocara al estudio en forma mas precisa para el método de diseño de uniones híbridas, analizando sus pasos y criterios, sus requisitos y formas de plantear bajo un buen criterio su correcta aplicación.

Debido a su reciente creación y normalización en curso, el diseño de "Uniones Híbridas" es una alternativa nueva útil de conocer y manejar, ya que se ha podido determinar su gran efectividad como disipador de energía en las uniones viga-columna, bajo los ensayos que ya han sido ejecutados por el programa PRESSS.

La aplicación este método de diseño, bajo la perspectiva de la norma sísmica chilena, es la intención de esta memoria y ver cuales serian los pasos más apropiados para aplicarlos bajo nuestra norma de diseño, y así verificar los resultados que ésta brindaría, desde una evaluación teórica en su aplicación.

A partir de la documentación referente al diseño de conexiones híbridas se detallarán los requerimientos necesarios para la aplicación de este tipo de ensamble.

Es necesario señalar que el punto de partida para el diseño de este tipo de estructuras de hormigón armado son tomados del Código de Diseño de Hormigón Armado ACI 318-99, que en conjunto con el desarrollo de la normativa de diseño propuesta para conexiones híbridas, "NISTIR 5765" darán forma al desarrollo de ésta memoria.

Objetivos

Generales

- 1) Describir las virtudes de las Conexiones Dúctiles frente a solicitaciones sísmicas y sus razones para su aplicación en estructuras prefabricadas.
- 2) Dar a conocer las nuevas normativas de diseño para “Conexiones Dúctiles” de elementos prefabricados para abordar cargas sísmicas.
- 3) Destacar como un eficiente método constructivo, la prefabricación de estructuras para Edificios.

Específicos

- 1) Aplicar el método de diseño de Uniones Híbridas para una estructura compuesta por vigas y columnas prefabricadas que emule un edificio habitacional de 4 pisos en la ciudad de Valdivia, abordando las normativas correspondientes para este tipo de estructura y zona.
- 2) Hacer una interpretación de la norma de diseño de uniones híbridas columna – viga, basado en la experiencia desarrollada en el programa PRESSS para estructuras prefabricadas, bajo la perspectiva de la Norma Sísmica Chilena (NCh. 433 Of96) para diseño de edificios.
- 3) Verificar la factibilidad de un eficiente funcionamiento estructural de las Uniones Híbridas Viga-Columna bajo los criterios de diseño de la normativa de estos sistemas, a partir de una evaluación teórica, en conjunto con las condiciones que imponen las normativas chilenas.

Metodología de Trabajo

- I. Se describirá en un marco teórico ilustrativo las principales características de los edificios contruidos con elementos prefabricados, llevando a enfocar las ventajas que presentan cuando sus elementos estructurales están sujetos a uniones híbridas, pudiendo llevar a la estructura a estados de alta resistencia y estabilidad ante eventos sísmicos.
- II. Se interpretara la normativa que recientemente se ha desarrollado para las uniones híbridas, Viga-Columna en otros países para hacer posible la ejecución de edificios prefabricados en zonas de alto riesgo sísmico. Con ello se harán alcances que correspondan a la aplicación de la norma NISTIR 5765 y la norma PRESSS, en conjunto con la norma de diseño de hormigón armado según el ACI, detallando los principales aspectos relacionados con el procedimiento de diseño para una clara aplicación y ser ocupada como material descriptivo.
- III. A través de los aspectos estudiados de la norma para uniones híbridas Viga-Columna para edificios prefabricados, se verificará la compatibilidad de esta con la normativa sísmica chilena (NCH 433), para elaborar un modelo estructural prefabricado considerando las condiciones de diseño de la estructura monolítica como referencia para el estudio.
- IV. Se adoptará como modelo de aplicación para el diseño de Uniones Híbridas Columna-Viga, una estructura de 4 pisos compuesta por elementos prefabricados (vigas y columnas) las cuales serán diseñadas previa modelación del edificio sujetas a las condiciones que establezca la norma para un correcto ensamble híbrido. Al mismo tiempo se hará uso de las normas sísmicas y de sobrecargas establecidas por el INN para posteriormente evaluar el comportamiento y funcionalidad de la estructura en esta zona.

Capítulo 1

Estado del Arte de Elementos de Hormigón Armado

Estructuración de Edificios Prefabricados

1.1) Generalidades

1.1.1 ¿Qué es la prefabricación?

Es la elaboración de elementos o partes de una estructura que intervienen en las fachadas, albañilerías o acabados de cualquier tipo de construcción, hechos 90% en planta o fábrica para su instalación posterior o montaje en la obra. Se fabrican en serie, de acuerdo a las necesidades de un proyecto y tienen muy poca variación entre sí.

Una característica de la prefabricación es que se hacen los moldes de acuerdo a las necesidades requeridas, lo que impacta directamente en la optimización de tiempos. Cuando los moldes están listos, se mandan a la obra o al sitio de construcción. La prefabricación de elementos es muy extensa y abarca diferentes etapas en cada proceso de construcción.

Entendamos por prefabricación todo aquello que ya está previamente listo para su colocación y/o montaje. De esta manera, un elemento prefabricado puede ser desde un pequeño tabique, hasta una superestructura de concreto armado.



Fig.2.0 Instalación de Losas Pre-tensadas Prefabricadas, para Edificio con Marco de Momentos Resistentes.

1.1.2 ¿Qué tipo de partes se realizan mediante la prefabricación?

El sistema de prefabricado puede ser aplicado en elementos de concreto simple, concreto armado como postes y/o sistemas más sofisticados como losas, vigas, columnas, trabes, pilotes etc.

Para el caso de los edificios, los elementos prefabricados se utilizan ampliamente en marcos, muros y en sistemas marco-muro. También se usa la construcción combinada, que consiste en el ensamble de elementos prefabricados y elementos colados in-situ.

La eficiencia de estos sistemas depende de:

- La magnitud de la estandarización
- La facilidad de la manufactura
- La simplicidad de las conexiones
- La rapidez del montaje.

La mayor parte de la prefabricación se lleva a cabo en plantas especializadas, donde puede lograrse un alto control de calidad, mejores acabados y pequeñas tolerancias en sus dimensiones.

Las unidades prefabricadas varían de tamaño en cada proyecto, lo que a menudo se refleja en la capacidad y el rango del equipo de montaje disponible en la obra. Es común en edificaciones prefabricadas el uso de sistemas de piso presforzados, cuyas dimensiones por lo general son menores que las de los sistemas tradicionales colados in situ; sin embargo, los sistemas estructurales para soporte gravitacional y de fuerzas laterales no necesariamente son menores.

Lo anterior significa que si para una estructura colada en sitio se requieren ciertas dimensiones en sus trabes y columnas, para la estructura prefabricada las dimensiones serán similares, con la ventaja de que los claros pueden ser mayores, y con la desventaja de la pérdida de rigidez al contar con elementos-viga de menores dimensiones. Tal como ésta consideración se podrían evaluar algunas otras características para este tipo de estructuras que las hacen ser tan eficientes en varios aspectos.

1.2) Ventajas

Dentro de las principales se pueden destacar:

- La rapidez con que se construyen las estructuras.
- La limpieza en el material, pues en maestranza se cuenta con todos los elementos y condiciones para que el concreto quede lo más limpio posible.
- La mano de obra que los elabora es especializada y estable.
- Ahorro en costos de la obra.
- Reducción de tiempos en la construcción de la obra.
- Permite adelantar procesos, pues mientras éstos son fabricados, a la par, se va realizando lo necesario para recibirlos en la obra.
- Posibilidad de aplicar técnicas de preesfuerzo o curado acelerado.
- Mejora la seguridad de las zonas de construcción.
- Provoca en la construcción un menor trastorno ambiental, pues los componentes se encuentran tratados bajo estrictas medidas de control.
- Resolución de problemas específicos de la construcción.
- La fusión de los materiales de construcción con la tecnología, dio como resultado la creación del sistema prefabricado. La prefabricación es el proceso de construcción de diferentes materiales y elementos de un proyecto.

Los sistemas estructurales usados en este tipo de construcciones son variaciones o combinaciones de marcos rígidos y muros de concreto. La selección del sistema está influida por los requerimientos arquitectónicos, el uso, la relación entre la altura y la forma del edificio, así como la intensidad de las fuerzas sísmicas a las que estará sometida.

Al estructurar edificios prefabricados en zonas sísmicas, es conveniente el uso de sistemas de marcos rigidizados con muros de concreto. Esto se recomienda básicamente por el alivio que dan los muros a las conexiones trabe-columna, las que en

la ausencia de aquellos estarán sometidas a esfuerzos considerables; se evitarán conexiones costosas y difíciles de ejecutar.

En los sistemas de marcos resulta benéfico alejar las conexiones de las zonas donde se presentan los máximos esfuerzos. Sin embargo, la fabricación de las columnas se complica por la inserción de brazos y el transporte se dificulta porque el ancho total del elemento crece.

1.3) Conexiones

Como es bien sabido, el diseño de los detalles apropiados de conexión es la operación más importante que se realiza en las estructuras prefabricadas. Los detalles pueden afectar significativamente la economía de un sistema, así como también su respuesta a las cargas laterales y gravitacionales. Las conexiones comúnmente utilizadas en las estructuras prefabricadas están en los siguientes grupos:

- El refuerzo que sobresale de los elementos precolados se suelda o se traslapa, y la junta entre los elementos se cuela con concreto colado en sitio.
- Se colocan elementos de acero (ángulos y placas, por ejemplo) en los miembros precolados que se unen entre sí con soldadura y con un colado posterior en la unión, relleno con lechada los huecos.
- El refuerzo de los elementos-viga pasa a través de ductos de las columnas, relleniéndose con lechada.
- Las columnas tienen huecos en la zona de nudos, para conectar directamente con las trabes.
- Se utiliza acero de preesfuerzo postensado para unir los elementos-viga con las columnas.

El comportamiento de un sistema prefabricado sometido a fuerzas sísmicas depende en un grado considerable del comportamiento de la conexión. El diseño estructural de las conexiones debe asegurar un desempeño satisfactorio ante las cargas sísmicas, siguiendo los requisitos para satisfacer los criterios de ductilidad en zonas sísmicas. En otras palabras, los marcos prefabricados deben proyectarse para tener resistencia, rigidez y ductilidad similar a la de los marcos de concreto colado en sitio.

Para el diseño de conexiones de elementos prefabricados, es necesario considerar las diferentes etapas de construcción. Así, cuando se usan conexiones cerca de la columna, los elementos trabajarán simplemente apoyados, reduciendo el refuerzo para momento flexionante negativo, pero incrementando en ocasiones el positivo en la misma conexión, por la inversión de la aplicación de las fuerzas sísmicas, sobre todo si éstas son grandes.

En la actualidad, el empleo de estructuras prefabricadas de más de siete niveles depende en gran parte de la capacidad de transporte y montaje disponible. Sin duda, ésta constituye el principal inconveniente en la construcción de tales estructuras, razón por la que el empleo de columnas segmentadas presenta una solución para el desarrollo de edificaciones de este tipo.

Existe la tendencia de usar conexiones que emulen cada vez más las de estructuras monolíticas coladas en sitio, sin embargo, hay diferentes alternativas de conexión que, si bien no se acercan al monolitismo, han presentado buen comportamiento, así con el objeto claro de ésta memoria es dar a conocer uno de los sistemas de conexión más innovadores y de mejores resultados que se han creado para alcanzar un alto nivel de sollicitación sin sufrir perjuicios en la estructura, *“La Unión Híbrida”*.

La búsqueda de mayor competitividad en la construcción de estructuras prefabricadas trae consigo algunas desventajas, tales como el empleo de secciones reducidas con el aumento del acero de refuerzo, lo que origina complicación en las conexiones.

Un aspecto interesante en la construcción es el alto grado de control de calidad de los elementos prefabricados, sin embargo, no se tiene el mismo control en las conexiones, por lo que en algunas ocasiones se pone en duda el trabajo adecuado de la estructura. Esto implica aumentar la calidad en su ejecución y por lo mismo contar con personal, instrumentos, y maquinaria que garantice un correcto ensamblaje.

La construcción de edificios de más de siete niveles resulta factible, por lo que la prefabricación puede competir constructivamente con soluciones coladas en sitio así como con edificios de estructura metálica. Es necesario asegurar que la estructuración propuesta para este tipo de edificios facilite la construcción de las conexiones, lo cual tendrá beneficios importantes.

El empleo de secciones que permitan porcentajes bajos de refuerzo puede ser una alternativa. El uso de sistemas que incluyan muros de concreto en zonas de alta sismicidad resulta una buena solución para las estructuras prefabricadas, aunque presenta el problema del empotramiento en la base; sin embargo, se puede buscar una solución articulando los muros.

Para ello dentro de la Normativa PRESSS, se han diseñado nuevos sistemas de muros mecedores que son capaces de rotar en torno a su dirección de mayor rigidez, debido a que su sujeción al suelo esta basado en cables postensados anclados en su parte superior y que se conducen por su interior hasta el suelo. Esto sería para una determinada cantidad de cables que se concentrarían en la mitad de su ancho.

La innovación radicó en que estos muros fueron postensados en el eje vertical, lo que permite mejorar la resistencia al corte en la base del muro y proporciona una fuerza de restitución que permite cerrar la unión entre la viga de fundación y el muro en caso que esta se abra durante un terremoto severo

1.4) Sistemas de Estructuración de Edificios Prefabricados

1.4.1 Sistemas de Pisos

Para los edificios que cuentan con este tipo de losas, el empleo de sistemas de piso de concreto prefabricado es muy útil en edificaciones de fines habitacionales, comerciales, industriales u oficinas. En la actualidad en Chile su uso, no ha sido muy amplio, pero a medida que se vayan conociendo sus características, se darán espacio como una gran alternativa constructiva ya que dada la tendencia actual de cambios asociados a procesos de innovación tecnológica, es de esperarse que en un futuro cercano se utilicen más los sistemas de piso prefabricados.

Los tipos de sistemas de piso más comunes más adelante se pueden dividir en tres grupos:

- Vigueta y bovedilla, y doble T de poco peralte
- Losa alveolar o extruida
- T, TT y ATT para claros grandes

El sistema a base de vigueta y bovedilla, así como la TT de poco peralte, se emplean principalmente en edificaciones habitacionales hasta de cinco niveles, aún cuando es factible su uso en edificaciones de mayor altura.

1.4.2 Sistema de Piso de Placas Pretensadas Ahuecadas (Hollow Core Planks Floor).

Para el análisis del edificio al cual se aplicará el diseño de uniones híbridas, contará con un sistema de piso que consta de placas ahuecadas pretensadas, las que son apoyadas simplemente en sus extremos, alcanzando por su preesfuerzo, grandes luces de sobre los 15 mts. según sea su altura, y que son capaces de soportar grandes esfuerzos por cargas de uso y sísmicas, se pueden apreciar en figura 2.0.

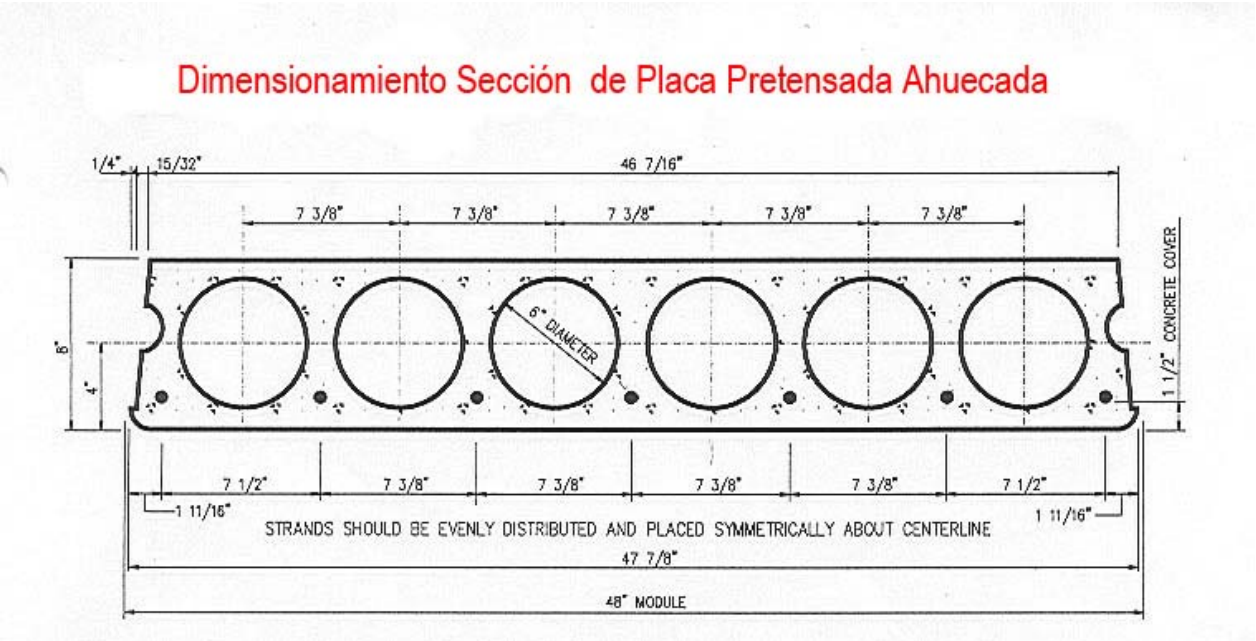


Fig. 2.1 Sección Placa para Sistema de Piso Prefabricado.

Para la estructuración del edificio prefabricado, se han considerado los elementos de montaje más versátil existente, el cual responda al funcionamiento que será probada la estructura, y colabore en favor, ya sea en la resistencia sísmica como de uso. Éste tipo de placas al ser ahuecadas dan gran ligereza al sistema de piso por lo cual, al tener grandes propiedades de resistencia lo hace ser muy eficiente, ya que no pierde esfuerzo por un excesivo peso propio.

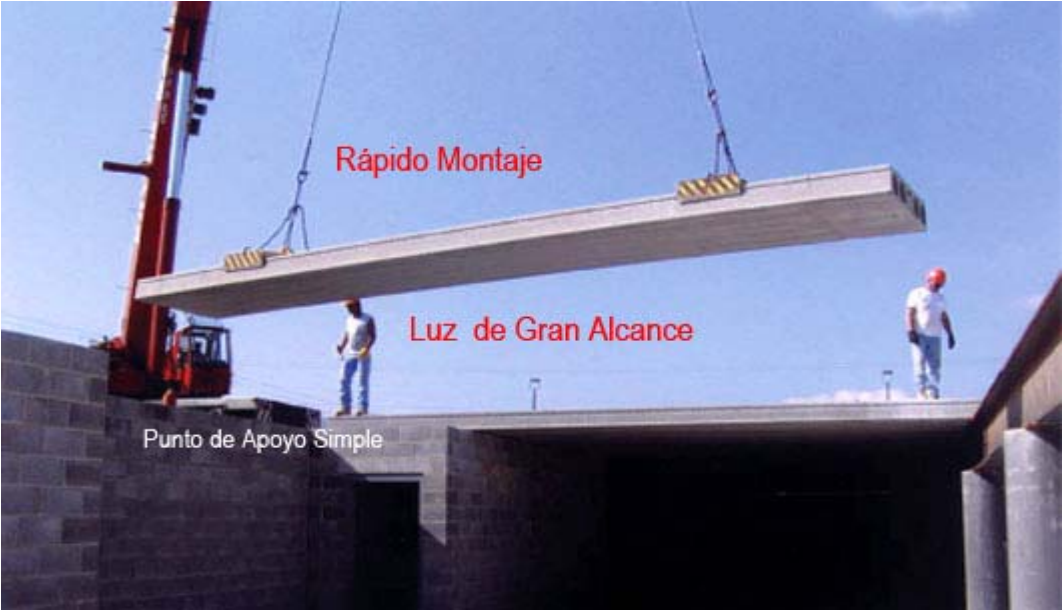


Se pueden apreciar diversos tipos de secciones, y basta solo tener claro las consideraciones de carga a las cuales el piso tendrá que trabajar y la luz que deba cubrir.

Fig. 2.2 Tipos de Placas de Sistemas de Piso .

Una vez que la estructura ya cuente con los puntos de apoyo para la losa, ya sean marcos o muros, el sistema de piso de placas ahuecadas, pasa a ser un punto a favor en cuanto a la facilidad con que cubre los cielos de cada nivel, ya que sólo se necesita una grúa y un par de operadores para instalarlas inmediatamente. Ello debido a que solo están simplemente apoyadas sobre sus extremos, y donde después si se desea son fijadas mediante arranques provenientes de la viga o muro.

Fig. 2.3 Modo de Instalación para Placas Ahuecadas



Una de las propiedades que dan gran avance a la ejecución a este sistema de piso, es que al momento de instalar las piezas, ellas van una al lado de otra sin ningún tipo de anclaje que las una o las rigidice. Éste es uno de los aspectos por las cuales se están dando énfasis a esta parte de la memoria, ya que el funcionamiento al que será expuesta la estructura por el sistema de conexión híbrida, le favorecerá esta condición.



Fig. 2.4 Instalación Sobre Apoyos de Placa Prefabricada.

Una vez que la estructura ya cuente con la instalación de los puntos de apoyo para la losa, ya sean, marcos o muros, el sistema de piso de placas ahuecadas pasa a ser instalada. Cabe destacar la siguiente tabla de valores que en el Capítulo 5 será de utilidad para el diseño del sistema de piso, con placas ahuecadas pretensadas.

Propiedades Sección Placa LH24	Valores
• Ancho	120 cm.
• Luz Libre Máxima	1075 cm.
• Espesor	24 cm.
• Peso Propio	300 kg/m ²
• Máximo Momento Admisible	7358 kg/m

Tabla 2..1. Propiedades Sección Tipo para Placas Ahuecadas para Sistema de Piso Prefabricado. (Datos obtenidos según referencia electrónica).

1.4.3 Sistemas de Muro

Otra interesante etapa en la estructuración del edificio prefabricado con uniones híbridas es la utilización de muros culata, con el sistema Tilt-Up los que pueden ser contruidos en terreno y hormigonados sobre radieres, para posteriormente ser levantados e instalados en su posición final.

La innovación radica en que estos muros son postensados en el eje vertical, lo que permite mejorar la resistencia al corte en la base del muro y proporciona una fuerza de restitución que permite cerrar la unión entre la viga de fundación y el muro en caso que ésta se abra durante un movimiento sísmico.



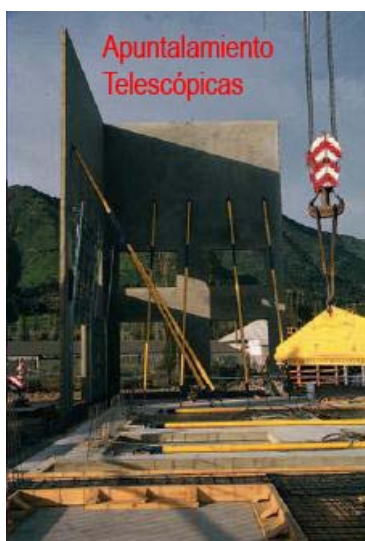
Éstos son sujetos a la estructura mediante arranques de enfierradura que salen del muro y que es previamente instalada antes del hormigonado, para que posteriormente al ser levantado se encuentre justo a nivel de losa para producir el empalme. A este tipo de enfierradura se les llama “espárragos”, los que producen un tipo de unión llamada “deslizante”.

Fig. 2.5 Montaje, Sistema Tilt-Up de Muros Prefabricados.

Los muros para fachada pueden ser prefabricados en planta ya que existen diversos diseños los cuales necesitan una terminación especial, para después ser transportados a la obra e instalados tal como se hizo con los anteriores.

Para la estructuración del edificio la utilización de este método constructivo apunta al fin de hacer lo más expedito posible el ensamblaje de elementos estructurales que comúnmente se ejecutan con sistemas de colado In- Situ.

Por ello el esfuerzo de contar con sistemas de unión, que garanticen un correcto confinamiento de las piezas entre sí.



En la figura 2.6 se muestra el sistema de alzamiento con el que es transportado el muro, en el suelo se aprecian parte de los moldes que serán concretados, con su respectiva enfierradura.

Estos muros pueden cubrir múltiples pisos, y para nuestro modelo se considerarán una vez que la estructura de marcos ya cuente con la rigidez necesaria para apoyarlos y fijarlos definitivamente.

Fig. 2.6 Elaboración de Molduras Muros Prefabricados.

La forma en como se distribuyen por el perímetro de la estructura depende únicamente de los factores de diseño arquitectónico del edificio, como de la necesidad de cumplir con la rigidez requerida por la estructura, para su diseño sísmico.

Dentro de las presentaciones más relevantes para el sistema de Edificios Prefabricados en Chile, podemos destacar la Construcción de una estructuras, completamente prefabricada con los sistemas antes señalados, en la Expo-Hormigón del año 2003, donde se dio cita a las empresas de elementos prefabricados para dar una demostración del modo de ejecución, de este tipo de proyectos, como a los diseñadores que presentaron su método de diseño.

Para dar un mayor apoyo al desarrollo de esta memoria, se visitó el centro de Eventos Espacio Riesco, para observar el modelo construido, y se pudieron observar las consideraciones geométricas y de distribución para los elementos estructurales instalados.



Fig. 2.7 Elevación de Muros Prefabricados con Sistema Tilt-Up , y postensado con cables en la mitad de su ancho, Foto Edificio Prefabricado Expo-Hormigón Espacio Riesco, Santiago-Chile.

Para este documento se considerarán los tipos de elementos prefabricados tanto para sistema de piso con Placas de Hormigón Armado Pre-tensado , como para muros Prefabricados con Sistema Tilt-Up, ya que ellos cumplen en conformidad los requerimientos del Capítulo 3, para el diseño de Conexiones Híbridas.

Para los muros se considerarán las siguientes propiedades:

Propiedades Muros Prefabricados	Valores
• Hormigón	H - 30
• F_c'	250 Kg/cm ²
• Modulo de Elasticidad	253100 kg/cm ²
• Espesor	24 cms

Tabla 2.2. Propiedades Tipo de Muros Prefabricados para Diseño de Conexiones Híbridas

Capítulo 2

Uniones Híbridas



*Fig. 2.1 Sistema de Unión Híbrida para el punto de Empalme de Elementos Prefabricados, Viga-Columna.
(Expo-Hormigón, Espacio Riesco).*

2.1) Definición

El Sistema de Uniones Híbridas para conexiones de elementos Viga-Columna, consiste en la combinación de dos tipos de acero, que con distintas propiedades y modos de funcionamiento contribuyen conjuntamente en favor de mantener al marco de un edificio sin sufrir daños. Ello gracias a la conducción de los esfuerzos internos de la estructura hacia los puntos de conexión, donde se encuentra este sistema, que actúa como punto de disipación de energía, dejando sin desgaste a columnas y vigas que se encuentren ligadas por este tipo de unión.

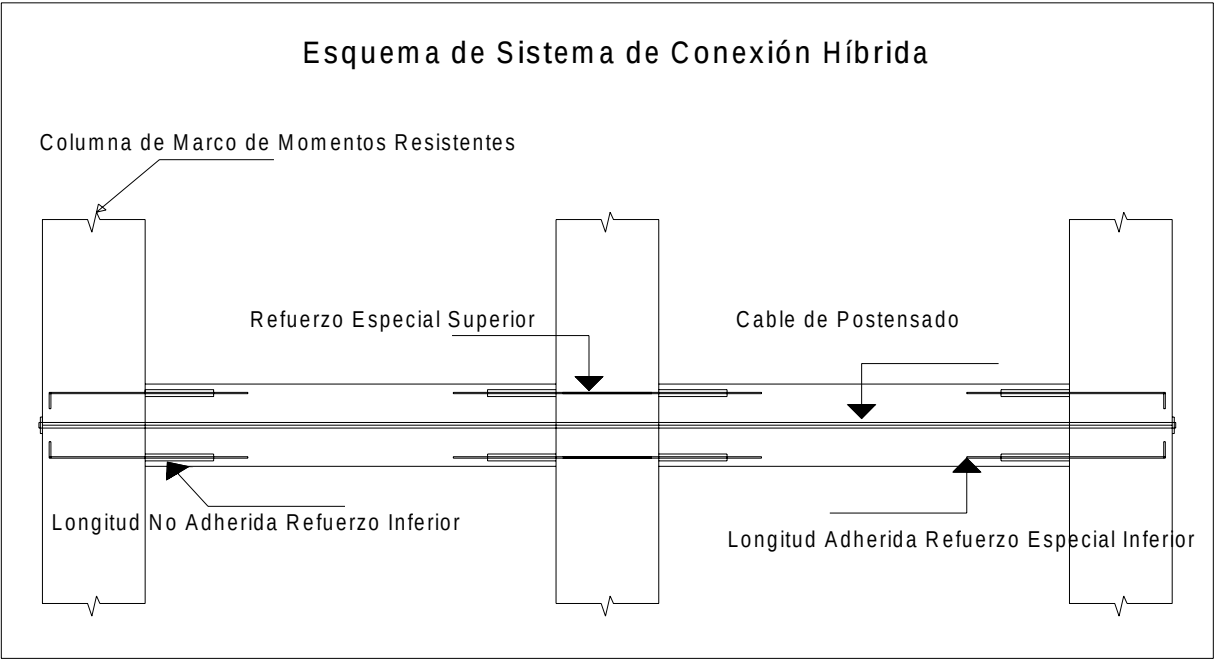


Fig 2.2 Muestra las distribuciones de los tipos de acero usado para la Conexión de los elementos Viga-Columna.

Uno de los sistemas de anclaje es formado por un cable de post-tensado que va inserto a lo largo de todo el marco, atravesando por el centro de su sección a las vigas que se conectan con las columnas, y que se encuentran al mismo nivel, para posteriormente ser fijado a las caras externas de las columnas que se encuentran en las esquinas de la estructura. Éste cable entrega gran rigidez a la estructura debido a la fuerza de compresión que ejerce entre los elementos.

Si a esto adherimos barras de refuerzo especiales, que sean capaces de fluir, insertas en la parte superior e inferior de las vigas, obtendremos disipación de energía por histéresis y por lo tanto una respuesta inmediata a cargas menores.

El marco híbrido consiste en columnas prefabricadas para varios pisos conectadas entre sí, unas sobre otra necesariamente, como también de vigas con luces independientes y del mismo largo que la distancia entre las caras opuestas las columnas. El arreglo se muestra esquemáticamente en la figura 2.3.

Cada una de las vigas alineadas entre sí son post-tensadas a lo largo del marco completo justo sobre la mitad de la altura de su sección, donde el post-tensado tiene tendones sin inyección de lechada por su ducto. Las barras que se encuentran en los topes inferiores y superiores en cada extremo de la viga son las que proveen ductilidad y amortiguamiento al diseño de este tipo de unión. Ellas son cubiertas por la lechada sobre su superficie, en la parte que le corresponde sobre la viga y se extiende a través de la columna.

Una longitud no sujeta se deja en la barra de refuerzo en la parte que da a la columna, y la atraviesa como se muestra en la figura 2.2, el reforzamiento protege al sistema tanto de una fractura como de los altos giros que ella sufra, ya que limita sus tensiones.

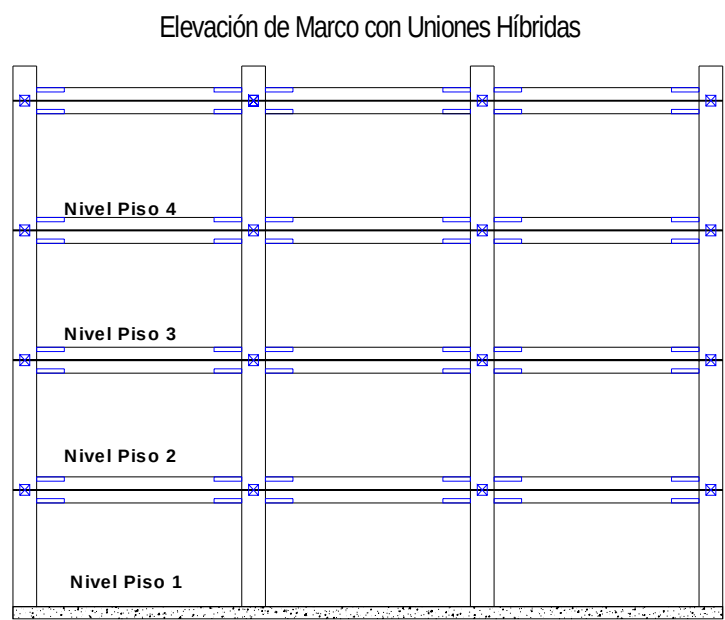
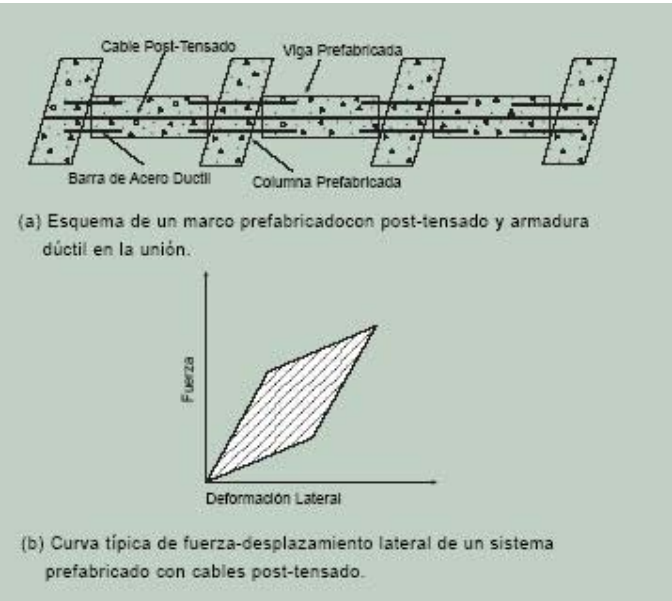


Fig. 2.3 Marco de Momentos para un Edificio, se puede apreciar la distribución de los cables de Post-Tensado.

Cuando el marco experimenta giros por fuerzas inerciales laterales, las columnas se inclinan y las vigas permanecen aproximadamente horizontales (figura 2.4).

La relación de la rotación entre la viga y la columna esta acomodada para una concentración de las rotaciones en la interfase.

Esta rotación causa una abertura en la parte alta de la interfase y al mismo tiempo una parte de la sección de la viga se separa de la interfase en el paño de lechada que los separa.



Mientras que los tendones de post-tensado se elongan, éstos permanecen elásticos, y al mismo tiempo las barras continuas que atraviesan las columnas trabajan debido a la tracción producida.

Para cada tipo de refuerzo se crea un conjunto con la fuerza de compresión en el mortero (lechada de interfase) y el momento resistido por la carga sísmica.

Fig. 2.4 Mecanismo de Unión Híbrida, y curva de esfuerzo-desplazamiento.

Cuando la carga cesa el momento desde el tendón postensado tiende a cerrar la abertura y la interfase. Las barras continuas se acortan y fluyen en compresión por consiguiente resiste el cierre de la abertura, así el marco puede ser devuelto a un giro de rotación igual a cero por el momento que ejerce el cable de postensado que es mayor que las barras continuas en compresión.

El mortero en la interfase provee una oportunidad de minimizar el daño en el concreto de la viga en la sección extrema. Si el mortero es diseñado para ser más débil que el concreto de la viga, aquí la rotación para la interfase estará controlada por la compresión local del paño de mortero. Para este caso debería ser usado un mortero con una alta capacidad de carga a compresión cíclica. (los cálculos consideraran esta aproximación). Como también alternativamente el concreto de la viga podría ser diseñado mas débil que el mortero, para este caso la rotación en la interfase serviría en compresión como un “empalme altamente plástico” en el concreto.

Si las deformaciones en el concreto son mayores que la capacidad de deformación no confinada del concreto usada para la viga, aquí la región en compresión de la viga debería ser confinada y la sección de la viga usada para el análisis, sería reducida.

Implícitamente el momento resistente total se debe al componente proveniente por parte del tendón de preesfuerzo y de las barras continuas de refuerzo.

La parte de la resistencia total provista por cada componente podría ser elegida por el diseño, pero la elección afectaría la respuesta. Dada una fuerza total, una gran proporción del refuerzo deformable conducirá una alta amortiguación y permitirá un bajo tope de giro, pero arrojará un alto giro residual y viceversa.



Fig. 2.5 Elementos Prefabricados Sistema de Uniones Híbridas. Detalle de anclaje al costado de Columna.



Fig 2.6 Detalle de anclaje en columna para cable de post-Tensado

Una filosofía de diseño sería maximizar la fuerza de momento provista por el refuerzo deformable, sujeta a la restricción de que el giro residual se mantendría en cero, que esta será el caso que se describirán, en los siguientes capítulos mediante ecuaciones. Las ecuaciones de diseño para el sistema de post-tensado con disipación de energía son mas o menos complejas, que aquellas para vigas que contienen solo un tipo de refuerzo.

En el procedimiento de diseño que sigue se mostrará una aproximación iterativa que es tomada con el fin de ver que los pasos de diseños sean más claros y simples.

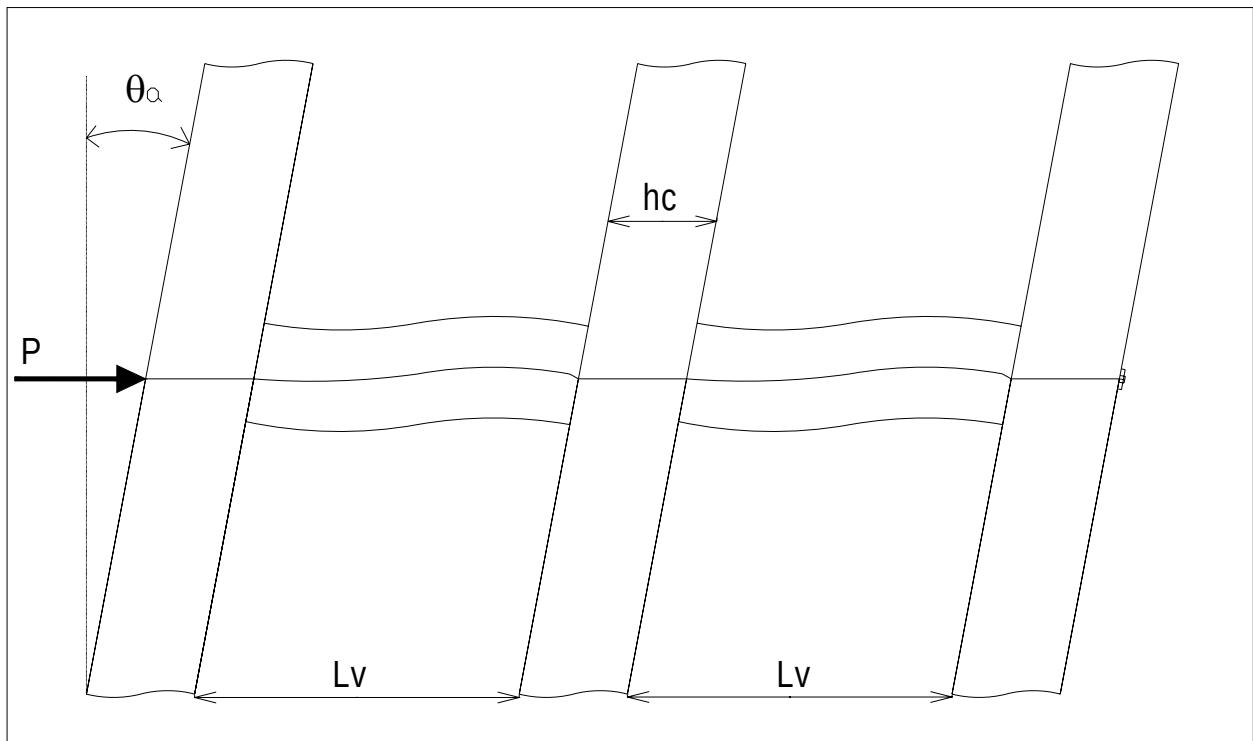


Fig. 2.7 Existe un ángulo de giro en la unión justo antes de que la interfase se abra. Antes de eso, el Marco híbrido se comporta de la misma forma que un marco monolítico.

En un sistema de marcos con cables de post-tensado sometido a cargas laterales como el mostrado en la figura 2.7, la unión se comporta igual que en un marco monolítico antes de abrirse. En este caso la relación entre la carga lateral P y la deformación lateral Δ corresponde al tramo AB de la figura 2.9. Al aumentar la deformación lateral, llega un momento en que la unión se abre.

Al abrirse la unión cambia la posición del eje neutro y por lo tanto cambia la rigidez del sistema (punto B de la figura 2.9). Las vigas permanecerán dentro del rango lineal de comportamiento, manteniéndose casi inalteradas al aumentar la deformación lateral, es decir, se puede considerar que, “las vigas se comportan como cuerpos rígidos”. En la figura 2.8 se esquematiza el marco una vez que se ha abierto la unión.

En el nivel de deformación lateral A en que la unión permanece abierta (tramo BC de la figura 2.9), la rigidez del sistema es aportada por las columnas y por el cable de post-tensado. El cable de post-tensado se diseña para que permanezca en el rango lineal bajo grandes desplazamientos laterales. Si el desplazamiento disminuye el sistema se devuelve por el tramo BC de la figura 2.9, debido a que ningún elemento estructural ha alcanzado el rango inelástico.

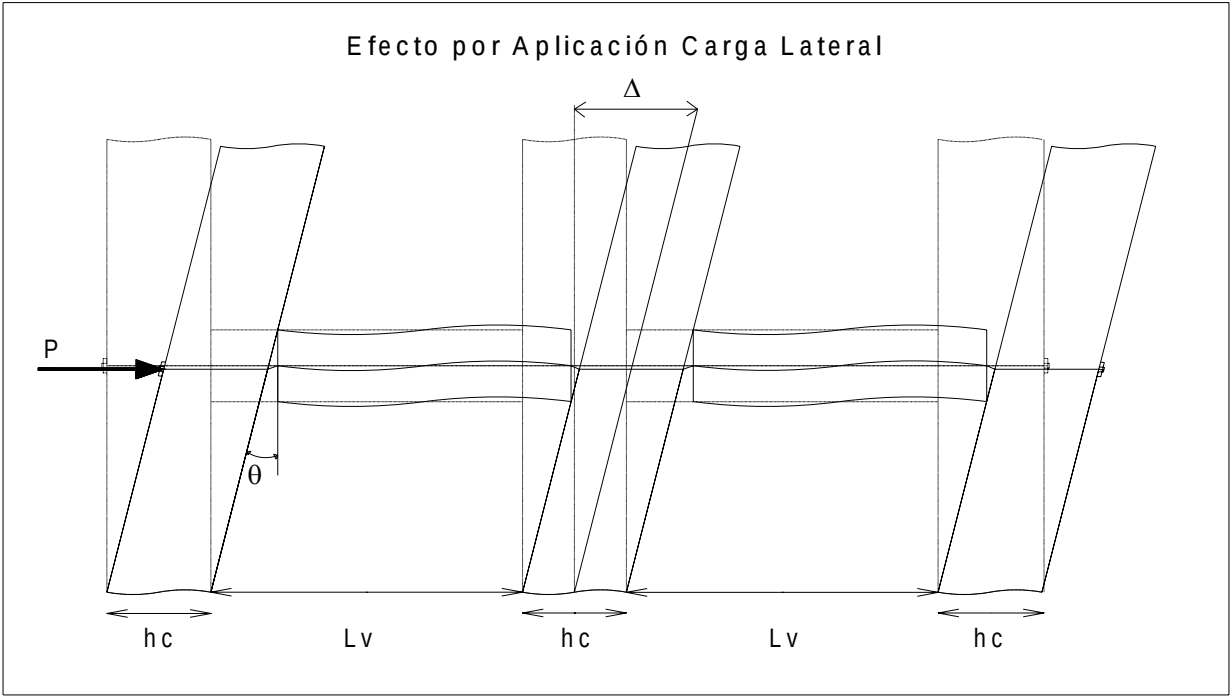


Fig. 2.8 Debido la acción sísmica la estructura se desplaza y concentra sus esfuerzos por flexión en los puntos de conexión. Se puede apreciar una abertura Δ , y un ángulo θ en la unión por esta condición.

Al cerrarse la unión el sistema vuelve a comportarse como un sistema monolítico no agrietado, devolviéndose por el tramo AB de la figura 2.9, hasta llegar al origen si la acción lateral cesa.

Este sistema presenta un comportamiento F v/s Δ del tipo no-lineal elástico, mostrado en la figura 2.9. Estas estructuras son capaces de responder con grandes desplazamientos laterales sin daño estructural y por lo tanto, sin disipar energía por histéresis, constituyendo una buena solución para estructuras donde las deformaciones no son relevantes como puentes, instalaciones portuarias, algunas instalaciones industriales, etc. En los edificios es necesario limitar las deformaciones para minimizar los daños en los elementos no estructurales como tabiques, funcionamientos de puertas, ductos, etc. Para estos casos es recomendable recurrir a disipadores de energía.

A la unión pos-tensada se le puede agregar armadura especial, que atraviese la unión de manera que disipe energía por histéresis tanto en tracción como en compresión, tal como se muestra en la figura 2.4.

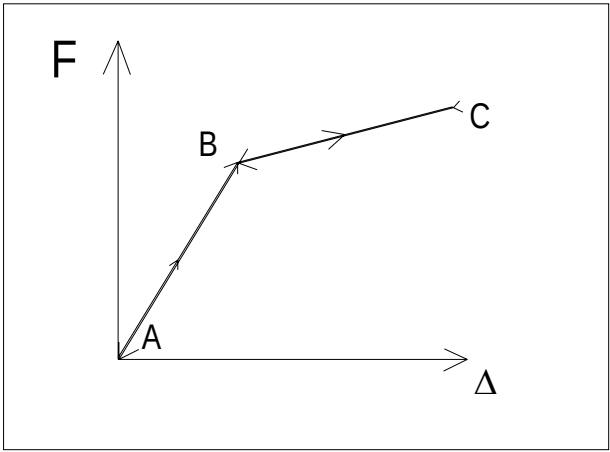


Fig. 2.9 Curva de comportamiento, Fuerza-Desplazamiento lateral no-lineal elástica, de un Marco con Cable de Post-tensado

Se puede usar por ejemplo acero A44-28H, que se introduce por ductos dejados en las vigas y columnas y agregar un mortero especial para adherir la barra con los elementos estructurales. Para evitar las concentraciones de deformaciones en la armadura especial, que provocan falla por fractura, se les deja una longitud libre de anclaje, envolviendo la longitud deseada en cinta plástica de modo que el mortero no se adhiera en esa longitud a la barra.

Al colocar esta armadura especial aparece un requisito sobre el cable de post-tensado: la fuerza de preesfuerzo, debe ser capaz de cerrar la unión para evitar las deformaciones remanentes. Los efectos que produce la incorporación de la armadura especial en la unión se muestran en la figura 2.10, donde el área sombreada corresponde a la energía disipada por histéresis, al fluir la armadura especial.

Casos de Comportamiento en Conexión

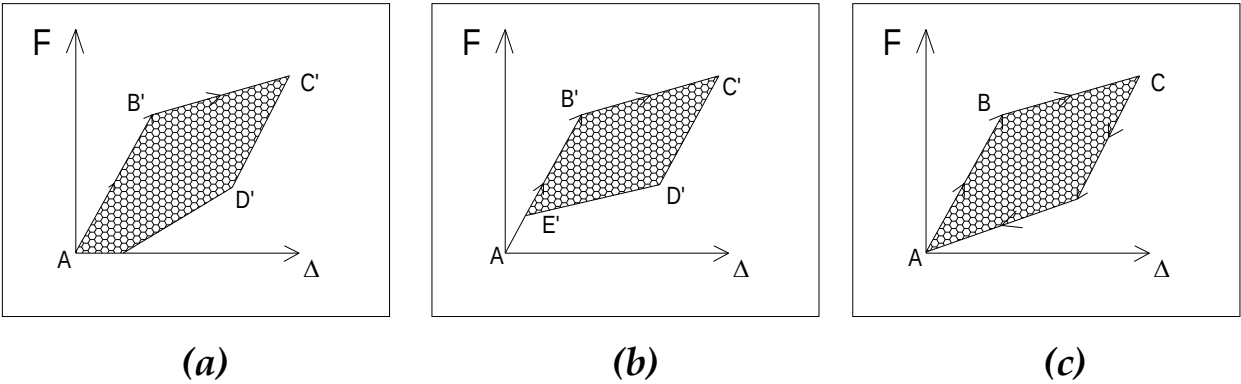


Fig. 2.10 Gráficos de Comportamiento para Distintos Estados de Funcionamiento de la Unión Híbrida.

El tipo de efecto provocado por la refuerzo especial depende de varios factores, principalmente de la relación entre la cantidad de refuerzo especial y la del post-tensado, de la tensión inicial del post-tensado y de la geometría.

En particular, la inserción de la armadura especial puede provocar que la unión no cierre, como en el caso a) de la figura 2.10, debido a que la tensión del cable de post-tensado (que depende de la tensión inicial) no es la suficiente para provocar un momento mayor, al que genera la armadura especial, que ha fluido.

La armadura especial debe cumplir un requisito adicional. En el caso de que el cable de post-tensado falle, la armadura especial debe ser capaz de soportar, por efecto tarugo, las cargas gravitacionales.

El cable de post-tensado debe permanecer en el rango lineal y debe ser capaz de entregar la fuerza de compresión en la interfase viga-columna para soportar las cargas verticales y también debe ser capaz de cerrar la unión para evitar las deformaciones remanentes, es decir, se debe lograr un comportamiento como el mostrado en las figuras 2.10, (b) y (c).

2.2) Consideraciones de Diseño

Los siguientes supuestos se considerarán para el desarrollo de las ecuaciones:

- I. Las fuerzas de diseño y los giros son conocidos. Las restricciones de rotación seleccionada satisficieran los límites y requerimientos de uso según la Norma de Diseño Sísmico para Edificios NCh 433 of 96.
- II. Las fuerzas que intervendrán en el modelo se obtendrán mediante métodos analíticos o programas computacionales, (esto es para ver los esfuerzos sísmicos).
- III. La rotación en la interfase se obtienen desde el radio de giro usando la geometría del sistema.
- IV. Todas las dimensiones de los miembros del marco se conocen habiendo ya sido obtenidas de las restricciones arquitectónicas y cálculos preliminares.
- V. Las vigas serán de sección constante y el postensado que poseen es el mismo a lo largo de su luz. Cada vano en el marco es igual al largo de la viga.
- VI. El tendón de post- tensado no se encuentra sujeto a través de todas sus longitud ni a las columnas que son parte del marco sísmico. Este cable será anclado en la cara exterior de las columnas extremas del marco (figura 2.6).

- VII. En cada interfase el centroide para el tendón de postensado esta ubicado en la mitad de la sección de la viga.
- VIII. Las barras deformables son embebidas con lechada al interior de sus ductos y se dejará una corta longitud libre en la interfase. Los ductos son embebidos también a través de la columna, tanto para las barras superiores e inferiores de la sección de la viga.
- IX. El tendón de postensado esta trabajando (ductilidad) incipientemente en la rotación de diseño.

3) Ventajas de los Marcos con Unión Híbrida.

Las ventajas de los marcos con **“Uniones Híbridas”**, son:

- 1) Gran capacidad de soportar cargas laterales.
- 2) Ausencia de daño estructural.
- 3) No presentan deformaciones remanentes.
- 4) El cable de post-tensado aumenta la rigidez inicial, del sistema de 2 a 3 veces la de un Sistema Monolítico diseñado para la misma capacidad.
- 5) Disminución de las armaduras de las vigas que atraviesan los nudos, evitándose la congestión de barras en estos lugares.
- 6) Permite la utilización de elementos prefabricados.

El ACI 318-99, Capítulo 21.2.1.5, exige que se debe demostrar por medio del cálculo y la evidencia experimental que un nuevo sistema sismo resistente tiene resistencia y tenacidad igual o superior a la de un sistema monolítico.

Bajo esta perspectiva se considera la base para el diseño de este tipo de uniones el documento, "Simplified Design Procedure for Hybrid Precast Concrete Connections", NISTIR 5765. National Institute of Standards and Technology, y a publicaciones recientes relacionadas con el método de diseño, que se han mencionado en la bibliografía.

Capítulo 3

Requerimientos de Diseño para Uniones Híbridas, en Marcos Especiales Resistentes a Momentos con Elementos Prefabricados Post-Tensados

3.1) Aspectos generales.

Para regiones con alta sismicidad, la sección 21.2.1.5 del ACI 318-99, permite el uso de un sistema estructural el cual no satisfaga las condiciones propuestas por el código, pero que si sea capaz de demostrar en forma experimental y por vía del cálculo, que posee mayor o igual resistencia y tenacidad a un sistema monolítico de hormigón armado que sea comparable y que satisfaga las disposiciones del mismo capítulo 21.

El objetivo de este capítulo es de enseñar las consideraciones propuestas, para el procedimiento de diseño de las conexiones híbridas Viga-Columna, después de los ensayos correspondientes requeridos para su normalización. Para ello se requirió de un prototipo de marco de momentos teniendo las mismas propiedades genéricas, para el cual serán aceptados los procedimientos.

El marco de momentos se usa con columnas y vigas prefabricadas de concreto, que son post-tensadas in situ. Las columnas son continuas a través de las uniones, y las vigas son individuales en cada tramo del marco. El marco es también llamado marco híbrido porque este combina post-tensado y construcción prefabricada de hormigón. Además porque este combina el uso de reforzamiento ordinario que es diseñado por fluencia, con cables post-tensados no adheridos diseñados bajo rango elástico.

Los tendones post-tensados no son adheridos y son diseñados para un comportamiento elástico bajo cargas sísmicas. Las barras de refuerzos horizontales embebidas con mortero en ductos localizados en las columnas tanto para el extremo superior e inferior de la sección de la viga que han sido descritas como un reforzamiento especial.

Elas proveen continuidad adicional entre vigas y columnas y también esfuerzo por momento en las vigas. Estas barras actúan como disipadores de energía, como ellas fluyen alternadamente en tensión y compresión bajo una carga sísmica.

La clave característica de este sistema es que las barras embebidas con mortero son deliberadamente adheridas para una corta distancia en la viga, adyacente a la interfase de la viga-columna, en acuerdo de reducir las altas deformaciones cíclicas que podrían ocurrir de alguna manera en esta ubicación.

En consecuencia, durante un sismo, las vigas y las columnas se desplazan esencialmente como cuerpos rígidos con deformaciones que ocurren primariamente en la interfase viga-columna, tal cual como una viga empotrada a la columna. Una segunda clave característica, es que el post-tensado lleva a que la columna sea construida sin cartela de apoyo, la cual normalmente se utiliza en la construcción de elementos prefabricados. El post-tensado tiene dos propósitos, primero que la fricción inducida por el cable, transfiere esfuerzo de corte vertical en la interfase de viga-columna para sostener tanto cargas laterales como por gravedad. Y en segundo lugar, con el cable de post-tensado diseñado deliberadamente bajo rango elástico para un mayor evento sísmico, hace que la fuerza que ejerce, contribuya en que el movimiento restaurador haga retornar al marco a su posición original.

Bajo una carga sísmica, el marco de momentos comenzará a actuar en forma diferente al marco monolítico. La mayor parte de las deformaciones que ocurran en el marco, ocurrirán cuando se cumpla el ciclo de abrirse y cerrarse la conexión en la interfase entre las vigas y la columna prefabricada. Consecuentemente, con el procedimiento, el daño puede ser limitado y fácilmente reparable después de un sismo.

Esto en contraste con los marcos monolíticos descritos en la norma ACI 318-99 Capítulo 21, los cuales pueden tener altos agrietamientos y severos daños, como también sufrir deformaciones plásticas en las regiones de la empalmadura en las vigas, en la interfase de la conexión o en ambas, y su reparación es muy costosa. Quizás, el marco especial monolítico diseñado según el Capítulo 21 del ACI 318-99, podría resistir deformaciones laterales permanentes debido a un sismo de gran intensidad, el cual para el marco descrito aquí quizás no logre soportar.

Los procedimientos de los detalles descritos son para marcos especiales de momento con:

- I. Fuerza de Momento Equivalente tanto para la parte superior e inferior que actúa en las barras disipadoras de energía que se encuentran a través de la interfase Viga-Columna.
- II. Los cables de post-tensado se encuentran no adheridos a lo largo de su extensión completa de anclaje a anclaje, y concéntricamente dentro de la sección de la viga.

3.2) Conceptos.

- I. Interfase de la Unión: Sector divisorio ubicado justo en el empalme de la unión viga columna, en el cual se desarrolla la disipación de energía, por parte de las armaduras instaladas.
- II. Reforzamiento Especial: Se define así a la armadura que atraviesa la interfase de unión entre la viga prefabricada viga y la columna y es sujeta a partir de una distancia especificada en las vigas adyacentes.
- III. Reforzamiento de Tensado: Será efectuado por los cables de post-tensado que pasan a través de la interfase de la Viga-Columna una vez que hayan sido anclados en sus extremos, con la fuerza de sujeción impuesta por el diseño.
- IV. Sector de Acción No Lineal: Para la interfase en la unión de la viga prefabricada y la columna, se presentará un comportamiento no lineal en los elementos involucrados, debido a la incursión no lineal en sus esfuerzos.

El término "Lugar de Acción No-Lineal", cuyo objeto es para reconocer la diferencia del comportamiento que existe entre un marco de momentos con uniones híbridas, compuesto por elementos prefabricados con conexiones dúctiles, y los marcos de construcción monolítica.

Se puede apreciar que para una empalmadura Columna Fuerte-Viga Ligera de construcción monolítica, las rotaciones inelásticas que ocurren donde la viga intersecta a la columna son distribuidas a lo largo de la viga hasta casi la misma profundidad. Donde el sector de “Acción No –Lineal”, esta en el centro de este largo.

Para la misma construcción pero en el caso de Marcos de Momentos Híbrido compuesto con elementos prefabricados, el diseño cuenta con que las rotaciones inelásticas se encuentran concentradas en la interfase viga-columna, ésta interfase es el centro de la acción no-lineal.

3.3) Materiales.

3.3.1) General

Todos los materiales que se consideran dentro del diseño de este tipo de estructuras con unión híbrida están basados en las especificaciones dadas por el ACI 318-99, excepto aquellos que sean descritos en forma oportuna.

Las propiedades de esfuerzo-deformación, de los refuerzos especiales necesitan ser definidas precisamente. La fuerza en la conexión viga–columna y los desplazamientos del marco son controlados por la máxima deformación desarrollada en los refuerzos especiales y su efectiva longitud de adherencia.

La máxima demanda de deformación que se presenta en el refuerzo especial durante un sismo no debe exceder la deformación ϵ_u , la cual aparece cuando el refuerzo esta en fuerza de tracción f_u .

Si un acero es ocupado para el Reforzamiento Especial y no ha sido ensayado para su funcionamiento específico dentro del tipo de esfuerzo al cual será expuesto en el marco, podría darse el caso alternativo de a usar los valores que sean tan pequeños, como las elongaciones propias especificadas para el acero en cuestión.

Es importante notar que ϵ_u , es menor que la elongación ϵ_f . La deformación aumenta entre ϵ_u , ϵ_f , y es debido al aumento de esfuerzo en la barra. La diferencia se nota en que deformación como la sección de la barra disminuye, a causa de este comportamiento. A falta de valores específicos de ensayos para la diferencia entre ϵ_u y ϵ_f , el valor podrá ser tomado como 0.02 (2%) para aceros ASTM A 706.

El uso de cables post-tensados está permitido como reforzamiento para vigas prefabricadas si aquellas están expuestas a una deformación en el rango de respuesta elástica, excepto en sus extremos. Al mismo tiempo el uso de cables post-tensados no adheridos, también se encuentra dentro de estas consideraciones, dentro del código de diseño ACI 318-99. El uso de barras en lugar de cables de post-tensados en lugares de acción no-lineal, no está permitido debido a la significativa tensión adicional para alto desplazamiento causado por el vaivén de las barras en el sector de la interfase donde ellas atraviesan la interfase de la viga columna, por ello deben presentar una alta capacidad de resistencia a tracción sin alcanzar deformaciones fuera del rango elástico. Normalmente se considerará como una buena práctica durante la construcción de la estructura que está sujeta con cables de post-tensado, en fijar los elementos con una fuerza de sujeción que no cause deformaciones remanentes.

Para los cables que atraviesan la interfase columna-viga la máxima tensión de gateo será a menudo restringido por el diseño y debe ser tan bajo como $0.4f_{pu}$, para asegurar que el cable no fluya para un evento mayor y poder contar con un alto rango de seguridad.

Sin embargo, a causa de que la fuerza de pre-tensado es también útil para prevenir un deslizamiento debido a las fuerzas de corte vertical en la interfase viga columna, un cálculo cuidadoso de las pérdidas de pre-tensado llega a ser esencial para el uso de bajos niveles de demanda.

3.3.2) Ductos

Los ductos que se utilizarán para la instalación del refuerzo especial y consideran la inyección de lechada para su sujeción, deben ser impermeables al mortero y no reactivos con el hormigón, cables, lechada e inhibidores de la corrosión. Al mismo tiempo para una sola barra que se inyecte con lechada, el ducto debe tener un diámetro interior a lo menos 5 mm mayor que el diámetro del cable.

Los requerimientos complementarios de los ductos equivalen a los expuestos en el capítulo 18.17 del ACI 318-99.

3.3.3) Reforzamiento Especial

El Reforzamiento Especial esta ubicado en la parte superior e inferior de la sección de la viga en cada extremo, y proporciona la sujeción elástica primaria que contribuye a la funcionalidad resistente de la conexión en el marco. Para ello la tenacidad de la barra juega un papel primordial por las condiciones a las cuales será expuesta. Las propiedades del acero como, la tensiones de esfuerzo, deformaciones unitaria, y elongaciones últimas serán iguales o mayores a las expuestas en el ASTM 706.

Excepto para los valores específicos de las propiedades de esfuerzo -deformación del refuerzo especial, que para su diseño y construcción se definirán según ASTM A 706, es decir primordialmente en caso de que no se establezca una conjetura en servicio del método de diseño, nos basaremos en ASTM A 706. De caso contrario la tensión de tracción será tomada como la mínima especificada f_u .

La deformación ε_u para el esfuerzo de tensión se tomará como una deformación igual al 2% menos de la deformación para la elongación última especificada en ASTM A 706, para una barra definida dentro de esas especificaciones. En caso de no contar con una descripción específica de las propiedades del acero se puede considerar que la deformación promedio de ε_u de este refuerzo se relaciona directamente con la tracción promedio f_u , con los cuales entre si se podrían obtener los promedios y podrían ser obtenidos a partir de los valores mínimos indicados por tres ensayos en barras de distinta, según propone NISTIR 5765, dependiendo del acero usado para el marco de momentos.

3.3.4) Cables y Tendones para Post-tensados

El post-tensado efectuado con los tendones serán usados hasta un estado no lineal. El estado de esfuerzo inicial al que es sujeto el marco hacen que la estructura adquiera una gran rigidez contando con una deformación unitaria ya expuesta en el cable debido a este esfuerzo, además la resistencia de este cable debiera contar con una mayor exposición debido a las fuerzas gravitantes induciendo al mismo tiempo corte en la unión. Al mismo tiempo cabe recalcar que el reforzamiento por preesfuerzo, es permitido usar en vigas de concreto prefabricado, que para este caso en el diseño del edificio estén trabajando en flexión.

Las propiedades de los cables de post-tensados se basarán en los parámetros de resistencia descritos en el ASTM A 416, las cuales deberán contar con una resistencia tal que puedan resistir fuerzas sísmicas provistas en un rango elástico y con una rotación máxima de 0.035 según lo especificado en el documento PRESSS.

Los esfuerzos máximos a los cuales será sujeta la estructura, proveerá una capacidad de deformación lateral bastante alta, debido a la intervención de los cables de post-tensado. La idea es no contar que falle la armadura especial, pero en caso de hacerlo el cable de post-tensado, tendrá una capacidad de sujeción y resistencia la cual lo impedirá independientemente.

Los anclajes soportarán sin falla, para un mínimo de 50 ciclos por cada carga, la cual variará en cada ciclo entre un 40% a 80%, de la tensión mínima especificada para la fuerza de tracción en los cables de preesfuerzo por post-tensado, es decir aquí determinamos un parámetro para el rango de deformación en que deberá mantenerse el cable de post-tensado durante un evento de carga periódico.

3.4) Requerimientos para el Sistema de Marcos.

3.4.1) Generalidades

Los marcos deberán tener una continuidad, tal que las cargas vivas, muertas, y sísmicas que se aplique sobre él, deben ser transmitidas ininterrumpidamente a sus fundaciones, y así dar una estabilidad al análisis del sistema, al mismo tiempo la estructura deberá contar con una capacidad de deformación máxima de 3.5%, con la integridad de las cargas involucradas para este estado. El diseño del marco es controlado primariamente por la rotación, más bien que por las fuerzas consideradas, ya que su capacidad de rigidez esta dotada por un rango más alto, que el que ofrece una estructura similar de marcos monolíticos, y por lo mismo su capacidad de resistencia a cargas estaría ya controlado.

La integridad de las cargas ejercidas a la fundación, por todos los componentes de esfuerzos por cargas involucrados, podrían ser examinadas para la posición en la cual la estructura se deforma anticipadamente para un máximo radio de giro de 0.035.

Los requerimientos de este radio de giro pueden ser satisfechos al evaluar la totalidad de las cargas aplicadas cuando cada nivel es deformado a un radio límite de giro igual a 0.035.

Los requerimientos para el funcionamiento del marco de momentos con uniones que combinan cables post-tensados, y refuerzos especiales en miembros de concreto prefabricado, se verán mas detalladamente en la próxima sección.

3.4.2) Cargas

En todas las secciones las fuerzas nominales son calculadas de acuerdo con los requerimientos del código ACI 318-99, tales como la fuerza por sobrecarga y peso muerto, como también las que se especifiquen dentro de las consideraciones que el procedimiento según el documento NISTIR 5765 estime convenientes para su correcta aplicación. Serán multiplicadas por los factores de reducción correspondientes de la norma, y deberán ser iguales o mayores a las combinaciones de carga de la sección 9.2 del código ACI, incluyendo la carga sísmica.

3.4.3) Giro

El estado de giro es la característica primordial para las estructuras de marcos de momentos resistentes que sean diseñados con uniones híbridas, ya que de ello depende el funcionamiento y la estabilidad del sistema.

El propósito de la “Demanda de Giro” es para estimar el giro real del piso que se encuentre en una estructura que se mantenga bajo una carga sísmica. Ellas son medidas a partir de un análisis para un tiempo histórico, no lineal de modelos sujetos a una serie de aceleraciones registradas obtenidas de anteriores eventos sísmicos, desde ya se podría decir que para el caso de la Norma Chilena NCh. 433 Of 96, se tienen registros como los descritos para el sismo del año 1985, donde además aparecen clasificaciones para el tipo de suelo, y la definición del espectro de diseño sísmico para la zona correspondiente dentro del territorio nacional.

Una de las primeras observaciones para evaluar el giro, esta condición indica:

- ▶ Que el radio de giro total será evaluado para el desplazamiento lateral en la parte superior de la estructura dividido por la altura de la misma altura.
- ▶ Además para el radio de giro del entre piso se evaluará como el giro del piso dividido por la altura del piso.
- ▶ El máximo giro total y los radios de giro para el piso, calculados según los requerimientos de 4.3.3, no excederán 0.024.
- ▶ La capacidad de radio de giro para cualquier unión, podrá ser calculada como la suma de los componente causados por:
 - I. La deformación inelástica en la interfase viga-columna, para el probable momento en aquella interfase.
 - II. La suma de las correspondientes deformaciones elásticas de las vigas y columnas del marco al interior de la unión, y las deformaciones por corte en la unión.
- ▶ La estructura será diseñada para una máxima capacidad de radio de giro y las capacidades de giro para cada piso θ_m , será mayor o igual a 3.5%.
- ▶ La capacidad de radio de giro en un piso será el menor radio de giro que se presente en el mismo nivel para cualquier unión.

El marco debe satisfacer la totalidad de estas condiciones de giro en todos sus niveles. Con estas consideraciones se dará paso a un funcionamiento adecuado para la unión híbrida, bajo altas demandas de esfuerzos laterales, especialmente los provocado por movimientos sísmicos. Se podría tomar como alcance que en el marco generalmente el segundo piso según los resultados de los ensayos hechos por NISTIR 5765, el segundo piso controla el diseño.

3.4.4) Características del Marco

Las uniones híbridas poseen la facultad de ser aplicadas en forma similar para distintos tipos de estructuras. Se podrán utilizar vigas prefabricadas, teniendo en cuenta que el preesfuerzo se aplicará una vez que estén instaladas sobre los perfiles de apoyo temporales de acero que se encontraran en las columnas. Las columnas podrán ser prefabricadas de hormigón armado individuales y de múltiples niveles, con el objeto de al ser alzada, e instalada dando avance a la estructuración del edificio de marcos resistentes a momentos. Eso si, que solo para las interfases entre vigas y columnas del marco podrán tener un comportamiento no lineal, excepto para las conexiones columna-fundación.

Para columnas prefabricadas para varios niveles, las conexiones para la etapa de empalme entre las columnas, sólo se permitirán en la parte intermedia del tercio de la altura que existe entre la parte superior de la losa y el fondo de la viga (la mitad de la altura de entrepiso), excepto para la conexión columna fundación.

Dos tipos de conexiones, son descritos en el código ACI 21.2.6.1, que permite en cualquier ubicación excepto en la conexión columna fundación.

Se debe considerar que los tendones de post-tensados serán concéntricos, y las fuerzas serán:

- ▶ Como la requerida con un pre-esforzado efectivo de F_{psi} , que provea una fuerza de anclaje a través de la interfase viga-columnas suficiente para resistir las fuerzas de carga muerta y sobrecarga, por fricción.
- ▶ Tener una máxima tensión de f_{prs} , para un giro en el piso igual a 0.035 como la que se mostrará en la sección 3.6.5, que es menor que la especificada por la tensión de fluencia f_{py} , para los tendones de post-tensado.

Los reforzamientos especiales superiores e inferiores en las vigas deberán tener iguales áreas y capacidades para esfuerzos. Éste reforzamiento estará sujeto a través de las columnas, y adherido a las vigas adyacentes a la interfase viga-columna.

El reforzamiento tendrá:

- I. Para ambas barras superiores e inferiores, como las requeridas en la sección 3.6.4, de una fuerza que sea suficientemente grande como para proveer una relativa disipación de energía no mayor a $1/8$ a la exigida que en el documento ACI Task1.1-1. y suficientemente menor como para que el tendón de post-tensado cierre la interfase al producirse una abertura por cargas sísmicas.
- II. Para el refuerzo inferior como el requerido por la sección 3.6.4, una área y una fuerza de fluencia suficiente como para prevenir el colapso de la viga para el caso en que el tendón de post-tensado sufra rotura.

Las columnas pueden ser prefabricadas o vaciadas en obra, pero una de las condiciones que siempre deberán cumplir es que serán continuas a través de las uniones viga-columna.

Al mismo tiempo es necesario que los cables de post-tensado sean continuos a través del interior de la columna en la unión, y que las vigas del marco satisfagan las condiciones de reforzamiento especial y post-tensado previamente descrito, así no se deslizaría la viga prefabricada con respecto a la columna bajo cargas gravitacionales o bajo mayores fuerzas sísmicas.

Para asegurar esta condición y para que el marco no muestre desplazamientos a raíz de un evento sísmico mayor, los cables de post-tensados que atraviesan la interfase viga-columna deben permanecer en el rango elástico en su totalidad.

Además las fuerzas efectivas de pre-esfuerzo en los cables de post-tensado necesitan ser suficiente como para generar fluencia en compresión en el superior e inferior refuerzo especial. Solo así, si hubiera alguna abertura entre la viga y la columna que se haya desarrollado durante algún movimiento, una vez que haya cesado se cerrará, porque el reforzamiento especial desarrolla permanentes elongaciones como aquellas barras en fluencia por tracción.

El Reforzamiento Especial que atraviesa la interfase cumple dos funciones:

- I. Es el primer disipador de energía para el marco durante un evento sísmico. Y su función de ductilidad es prácticamente inmediata al presentarse un pequeño deslizamiento lateral de la unión. El Refuerzo Especial tiene una capacidad de restauración para la estructura de control primario, por ello se tiene que considerar en el diseño una cuantía suficiente para poder contar con esta labor, y mantenerlo como punto de liberación de esfuerzos para la estructura.
- II. El reforzamiento especial actúa íntegramente como acero colaborante adicional, además de los cables de post-tensado. Para esta función el Reforzamiento Especial es anclado en la columna y en la viga, es diseñada para soportar las cargas gravitacionales que actúan en la viga prefabricada en el evento en que seguramente el cable de post-tensado se fracture durante un sismo o debido a otra causa.

3.4.5) Interacción entre Marco de Momentos Resistentes y Losa de Piso

Para cualquier sistema de losa que sea usado en la estructuración con uniones híbridas, deberá satisfacer los siguientes requerimientos:

- La losa del piso será diseñada tal forma que ésta no altere el funcionamiento del lugar de acción no lineal para la interfase viga-columna del marco de momentos.
- La abertura de la interfase viga-columna bajo la acción de cargas sísmicas no afectará el funcionamiento del diafragma u otro sistema de cargas gravitacionales.

Una especial atención habría que dar al detallamiento de la conexión de la losa de piso a: la columna, a las vigas prefabricadas, y cualquier carga gravitacional de la viga del marco, que se encuentre dentro de la misma columna donde sería llevada la intersección del marco de momento.

La presencia de la losa de piso o de cargas gravitacionales de la viga, no debe cambiar la relación de momento-rotación para la interfase donde están establecidos los conceptos de diseño de acuerdo al modelo probado para la conexión.

Para dos sistemas de losa probados, según la publicación “Journal Earthquake of Engineering” Julio del 2001, mostraron que la condición que puede ser tomada para su condición de ajuste sería de una línea de separación de 1 pulgada (25mm), que sería rellena con mortero compresible alrededor de la interfase losa-columna, y la losa solo apoyada a las vigas prefabricadas, para un sistema de una losa en dos direcciones de apoyo con colado in-situ. A pesar que hubo una significativa abertura en una de las interfases del post-tensado viga-columna para el máximo giro, la deformación por compresión en la viga del lado opuesto de la columna redujo el movimiento relativo de las dos vigas entre si. El quiebre de la abertura en la losa, para la línea en el centro de la columna tuvo solo un 25% de ancho con respecto a la abertura que existía en la interfase viga-columna, para el máximo giro y una vez terminada la carga la abertura se cerró.

El segundo procedimiento según la publicación para la losa consistió de un sistema con una terminación con colado in-situ de una sobrelosa que estaba apoyada en placas prefabricadas – pre-tensadas ahuecadas en su centro, con comportamiento unidireccional, que se encontrarían apoyadas en sus extremos sobre las vigas post-tensadas, estas placas podrían distribuirse por la estructura, perpendiculares a las vigas post-tensadas del marco.

El sistema de fuerzas del piso será transferido a la subestructura a través de ambas vigas sujetas en cada extremo y del reforzamiento enclavijado, con que cada placa contará en sus bordes dentro del perímetro de la luz de las vigas post-tensadas.

Las placas de piso no serán conectadas entre sí para dar una flexibilidad al sistema de piso colaborando con el mecanismo de unión que se encontraría en la interfase de viga-columna al perímetro de conexión viga-columna, esto se puede apreciar en la figura 2.4. El sistema funcionó en forma efectiva, y sin ninguna modificación de las características de momento-rotación para la interfase, y donde esencialmente no hubo daño para las placas.

Se podría decir que este sistema posee aparte de la facultad de contribuir en forma eficiente a la estructura, tiene gran versatilidad en su montaje, y por ello lo hace más rápido y contribuye sustancialmente en los tiempos de ejecución del edificio. Además que su carga por peso propio es bastante ligera por la condición de ahuecado, y aparte

de poseer la capacidad de cubrir grandes luces con altas cargas de uso, gracias a su condición de resistencia por el preesfuerzo de pre-tensado con el que cuenta.

3.5) Requerimientos de Diseño para las Vigas del Marco de Momentos.

A continuación se dará a conocer el procedimiento de diseño para vigas prefabricadas y conexiones viga-columna del marco de momentos resistentes que darán forma a las condiciones previamente descritas. Estos procedimientos en forma más precisa estarán destinados a dar las cuantías de refuerzo tanto superior como inferior para el refuerzo especial, como para los cables de post-tensados concéntricos que atraviesan la interfase viga-columna.

3.5.1) Preesfuerzo

Las conexiones con cables de post-tensado no concéntricos, son usadas cuando las cargas gravitacionales son balanceadas por las fuerzas de armaduras con distinta cantidad de refuerzo superior e inferior sobre la viga, para este caso se diseñará haciendo una misma cuantía de refuerzo especial en el borde superior e inferior del elemento sus extremos.

El diseño del efecto que suministrara la fuerza de preesfuerzo, adherido por el cable de post-tensado deberá considerar los siguientes puntos referentes al código de diseño de hormigón armado:

- I. La cláusula de la sección 18.4 no será aplicada para las combinaciones de carga requerida por la sección 9.2 del ACI 318-99
- II. La cláusula de la sección 18.9 del ACI 318-99, para la mínima sujeción del reforzamiento se aplicará solo en las regiones que se encuentren fuera de los lugares donde se requiera que el reforzamiento especial este sujeto.

El preesfuerzo impuesto por los cables de post-tensado cumple a cabalidad tres funciones. Ellos deberán entregar una confiable fuerza de sujeción, para resistir el corte causado por las cargas gravitacionales y fuerzas sísmicas a que sea expuesta la estructura, bajo altas demandas de carga sin sufrir mayor desgaste. También deberán suministrar momento de resistencia a la interfase viga-columna adicional, al que provee el mismo reforzamiento especial, ubicado en los bordes superior e inferior de la unión. Y finalmente por deformación elástica durante un gran evento sísmico tendrá que ser capaz de cerrar cualquier abertura que se haya ocasionado en la interfase viga-columna, cuando el movimiento cese, y por lo tanto el marco vuelva a su posición original. Aquellas consideraciones de diseño descritas primordialmente por las fuerzas, mas bien que, por las consideraciones de serviciabilidad, tal como las tensiones en las cargas de servicio, generalmente no preocuparán.

La fuerza en el reforzamiento especial que atraviesa la interfase, en relación a la fuerza de los cables de post-tensado que atraviesa la misma interfase, será elegida con el objeto de proveer ciertas características de respuestas predeterminadas.

Aplicando el requerimiento mínimo de sujeción según la sección 18.9 del ACI 318-99 en la región de la interconexión de la viga prefabricada es inapropiada. Sin embargo para la región central fuera del área donde el refuerzo es aplicado, aquella cantidad de refuerzo mínimo es aplicable en la viga prefabricada.

3.5.2) Diseño de la Viga

La viga del marco deberá proporcionar al sistema la rigidez y resistencia necesaria, con el objeto de dar pie a una participación adecuada para el funcionamiento de la unión híbrida, a continuación se describirán los requisitos fundamentales para ello:

- I. La fuerza de corte de la viga para un giro de rotación igual a cero, será calculada según las ecuaciones del código de diseño de hormigón armado, correspondiente a la sección 11.2, con V_c , calculado por la sección 11.4 y N_u , tomado como $A_{ps}f_{se}$. En la región de los extremos de la viga prefabricada, la cantidad de estribos de reforzamiento requerido depende de la contribución de fuerza cortante del concreto a la fuerza total de corte del miembro.

Debido a que el Reforzamiento Especial es parcialmente adherido en esta parte, el patrón de quiebre que produce es distinto del que se espera de un miembro de concreto con acero adherido. Inversamente si la viga es pre-esforzada no será claro determinar la fuerza de corte según las fórmulas del ACI 318-99. Correlacionando el funcionamiento en los extremos de la viga con el ACI 318-99 se considerará adecuado aproximar estimando que la fuerza de preesfuerzo como una fuerza de compresión axial actuando en el ancho del área de la interconexión de la viga.

- II. Los requerimientos ACI 318-99 sección 21.3.4.2 para proporcionar el reforzamiento transversal, no se aplicará en la parte adyacente a la unión de la viga. Se permitirá el cambio de la armadura transversal de la viga prefabricada en el extremo para la inserción del refuerzo especial.
- III. En cada lugar donde el ancho de la sección de la viga cambie, la fuerza de corte debe ser calculada y reforzada adecuadamente, para proveer resistencia según el caso. Los materiales de refuerzo deben estar de acuerdo con lo exigido según la sección 11.7 del ACI 318-99, tales como materiales alambres soldados en fábrica, barras soldadas eléctricamente (electrosoldadas) etc.
- IV. Los extremos de la viga de concreto prefabricado, debe ser reforzada para prevenir roturas en los bordes de la sección que da cara al empalme en la interfase de la unión. Bajo desplazamientos cíclicos severos, las esquinas de la viga es probable que sufra daños excepto a que se hayan tomado medidas. Hay por lo menos dos posibles aproximaciones para prevenir semejante caso. Uno es la inserción de perfiles ángulos de acero, o de refuerzo o u otros materiales como fibra de carbón, que pueden ser usados para confinar las vigas en las esquinas. El reforzamiento se podría extender a partir de la esquina de la viga prefabricada a la altura del reforzamiento especial en la dirección del espesor de la viga y desde la esquina del fondo en dirección de la luz de la viga. El refuerzo tendría suficiente espesor y adecuado anclaje para proveer el confinamiento requerido a los niveles de deformación anticipados para un evento mayor. Es importante considerar que la geometría para la película de mortero, creada entre la viga y la columna necesita ser consistente con la geometría del reforzamiento usado en el final de la viga.

- V. Los anclajes de los tendones de post-tensados y los refuerzos especiales, deberán ser protegidos a lo largo de su longitud adherida en contra de la corrosión.

Una vez que se hayan controlado satisfactoriamente los puntos anteriormente expuestos se dará paso al diseño de la unión híbrida en si, facilitando por parte de la viga una confiabilidad en el funcionamiento del sistema.

3.6) Requerimientos de Diseño de la Interfase Viga - Columna para el Marco de Momentos

3.6.1) General

Para el diseño de la unión híbrida se consideraran los puntos expuestos a continuación, en su totalidad, y en referencia a la norma de diseño ACI 318-99, en los casos que ya se han descrito.

3.6.2) Fuerza para Preesfuerzo, de Cables Post-tensados.

3.6.2.1 Se considerará una fuerza mínima de esfuerzo para la participación del cable post-tensado en el mecanismo de unión, como en la capacidad de resistencia para contrarrestar los esfuerzos por cargas gravitacionales en la estructura.

La mínima fuerza de preesfuerzo F_{psi} , esta dada por la expresión:

$$F_{psi} = A_{ps} f_{se} = \frac{1.4V_D + 1.7V_L}{\phi \mu} \dots\dots\dots(3.1)$$

Donde μ es el coeficiente de fricción, como se define en la sección 11.7.4.3 del ACI 318-99, omitiendo la presencia del mortero para la unión en la interfase, y ϕ es el factor de reducción para la fuerza de corte especificada por 9.3.2.3 del ACI 318-99.

El coeficiente de fricción μ , en la interconexión viga-columna, puede ser tomado como 1, provisto en la superficie de la viga prefabricada y el área de unión de la columna para la interfase contarán con una rugosidad intencionalmente impuestas para el funcionamiento del empalme y donde el mortero contará con un espesor 1 pl (25mm) o menor. Si la película de mortero es mayor que 1.0 pl (25mm) de espesor, o la superficie de la viga que corresponde al área en la cual se une con la columna no esta intencionalmente arrugada, aquí se tomará el coeficiente de fricción como 0.6.

Cuando el cable de post-tensado permanezca en deformación elástica bajo la máxima demanda de giro se usará la ecuación (3.1) permite que el requerimiento de funcionamiento de la sección 3.4.4 se cumpla.

3.6.2.2 Para la fuerza de flexión máxima probable en la conexión, la fuerza de diseño para el esfuerzo de corte vertical será igual o mayor a la demanda de corte requerida. A no ser que por algún procedimiento alternativo se demuestre mediante ensayos que pueda ser usado, solo si cumple los siguientes requerimientos:

- ▶ La fuerza de corte vertical sea evaluada según lo especificado en la sección 21.3.4 del ACI 318-99.
- ▶ La fuerza de diseño de corte vertical ϕV_n , puede ser tomada como $\phi \mu C$, donde C es la fuerza de compresión resistida por el concreto en la interfase. En el cálculo de C , la tensión en el tendón de post-tensado puede ser tomada como f_{ps} , la tensión en el refuerzo especial, en tensión será calculada de acuerdo con la sección 3.6.5. y la tensión de compresión del refuerzo será tomada como $1.25 f_y$, en la situación de que sea necesaria considerarla ya que en recientes publicaciones la fuerza de compresión aportada por el Refuerzo Especial en Fluencia se desestima.

Bajo acción sísmica, la demanda de corte en la interfase viga-columna, está en función de las cargas gravitacionales que actúan en la viga prefabricada y los momentos sísmicos inducidos esta.

De acuerdo al ACI 318-99, el diseño de la fuerza de corte V_u .

$$V_u = 0.75(1.4V_D + 1.7V_L) + \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_{clear}} \dots\dots\dots(3.2),$$

donde M_{pr1} y M_{pr2} , son los valores de M_{pr} , para los fines opuestos de la viga prefabricada deformada, y L , es la distancia libre, cara a cara entre las columnas.

Cuando el coeficiente de fricción es 1.0, la fuerza de corte nominal es igual a la fuerza de compresión actuando en la interfase.

$$\phi V_n = \phi C \dots\dots\dots(3.3)$$

donde, $C = A_s f_u - A_s' 1.25 f_y + A_{ps} f_{prs} \dots\dots\dots(3.4)$

3.6.3) Interfase Mortero

Justo en la interfase se aplicara una película de mortero la que recibirá en forma directa los movimientos entre la viga y la columna empalmadas. La colaboración de ésta transición de la viga y la columna, es con el fin de proteger ambos elementos estructurales, siendo de gran ayuda para posibles agrietamientos por algún movimiento en la interfase, donde se cumpla un ciclo completo de movimiento hasta la restauración, ya que posteriormente es muy fácil de reparar, he aquí una de las genialidades del método.

El espesor para el mortero no excederá 1.5 pulgadas y su resistencia a la compresión deberá tener como mínimo f_c' , correspondiente al material compuesto de la viga. El funcionamiento de la unión entre la viga y la columna depende directamente de la dureza del mortero usado en la interfase. La interfase es también el único lugar donde pueden ser previstas las tolerancias de erección. El mortero podría no sufrir daños ni aplastamientos, o en otro caso, caer fuera antes de extremo de la viga , para un evento mayor.

Si la unión es muy amplia, el mortero puede fallar bajo combinación de carga axial y de corte en pequeñas tensiones menores de compresión sobre el mortero. Si el mortero tiene una fuerza considerablemente mayor que la de la viga, esto puede causar un prematuro rompimiento del concreto en el extremo de la viga para altos niveles de tensiones.

Si el mortero tiene una fuerza considerablemente menor que la de la viga, ésta se romperá primero en un alto nivel de deformación, y causará pérdida por pre-tensado, efecto para el cual dificultará la reparación posterior.

3.6.4) Refuerzo Especial

La fuerza de fluencia para el refuerzo especial deberá satisfacer la siguiente relación:

$$A_s f_y \geq \frac{V_D + V_L}{\phi} \dots\dots\dots(3.5),$$

donde ϕ es el factor de reducción para la fuerza, para el corte especificado por la sección 9.3.2.3 del ACI 318-99. Donde el refuerzo especial es apropiadamente anclado en la columna y en la viga prefabricada, y el ancho de la unión es relativamente pequeño, la barra que está en tracción manifiesta en una parte una aproximada tensión de fluencia por corte. El requerimiento según la sección 3.4.4 debería satisfacer la siguiente relación:

$$\frac{A_s f_y + A'_s f_y}{2} = A_s f_y = \frac{V_D + V_L}{\phi} \dots\dots\dots(3.6)$$

, donde $\phi= 0.85$.

Durante el desarrollo de esfuerzos en la conexión el refuerzo especial activará resistencia al momento que intervenga por parte de la estructura en la región de anclaje de la viga a la columna, esta resistencia por parte de la armadura especial, se reflejará por un momento de valor M_s , el cual en conjunto con el que efectúe el cable de

post-tensado contrarrestaran dicha carga. A partir del diseño este valor deberá controlarse que la relación del momento total resistente de la unión M_{pr} , dividido por M_s no sea mayor a 0.5.

Como se ha demostrado la fracción de la fuerza de flexión en la interfase M_{pr} , contribuido por el refuerzo especial es 0.5, este será equivalente a una disipación de energía de al menos 15%, en la tercera repetición del ciclo en un radio de giro de 0.035 con lo que cumpliría los requerimientos de funcionamiento.

3.6.5) Probable Esfuerzo de Flexión

El probable esfuerzo de flexión en la interfase viga-columna, para ambos momentos, positivo y negativo en un radio de giro igual a 0.035, se calculará considerando que la resistencia a la tracción del hormigón no debe estimarse en los cálculos de elementos de hormigón armado sujetos a flexión y a carga axial, excepto cuando se cumplan los requisitos de la sección 18.4 del código ACI.

Además la relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación del hormigón se debe suponer rectangular o trapezoidal, con el objeto de dar origen a una predicción de la resistencia, que coincida con los efectos que ocurran en la sección y satisfacer la aplicabilidad de las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones.

Una vez que la conexión se abre en la interfase existirá una elongación que se definirá como, Δ_s , para el refuerzo especial en tensión y una elongación adicional Δ_{ps} , que aportará el tendón de post-tensado, ellas se asumirán directamente proporcional a la distancia del eje neutro.

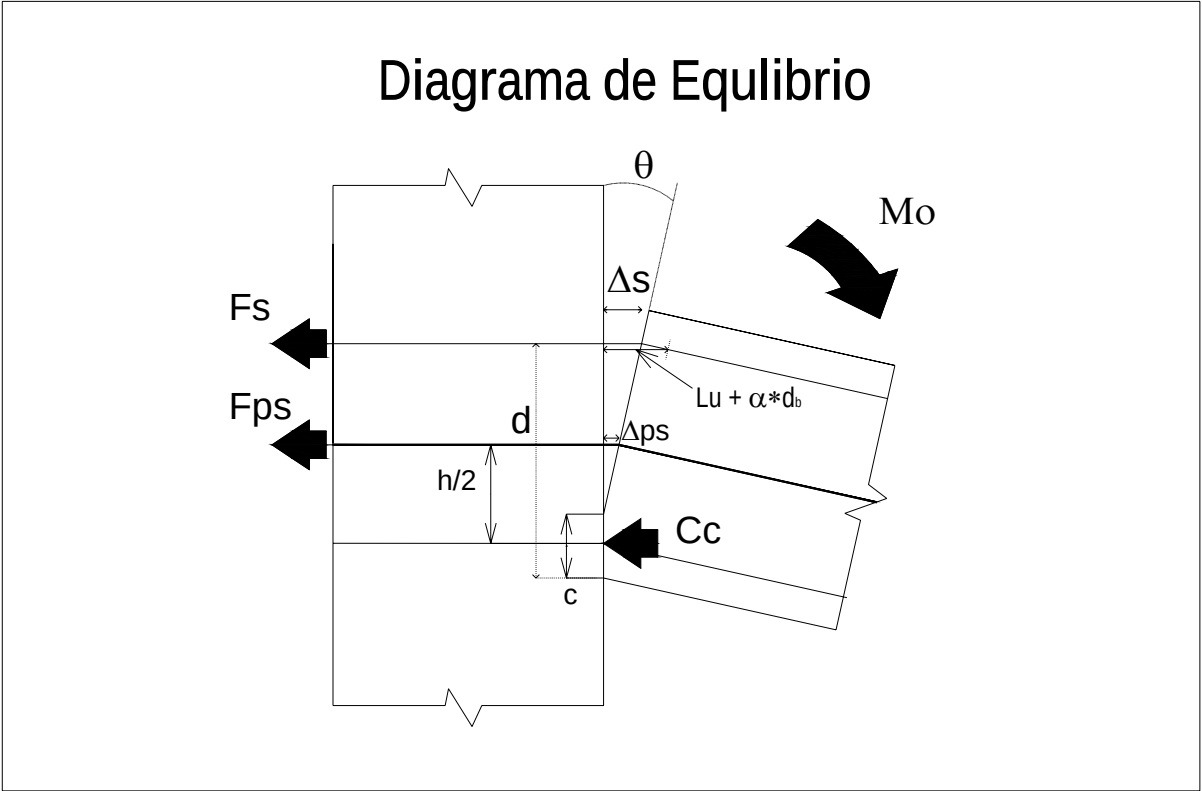


Fig. 4.1 Diagrama de Fuerzas que intervienen en la Interfase de la Conexión Viga-Columna , para el Marco Híbrido.

Aquí se muestra las condiciones que existen en la interfase viga-columna para una flexión de rotación negativa, cuando el refuerzo especial es esforzado a tracción a F_u . El ancho de la abertura al nivel del refuerzo especial es dado por la ecuación.

$\Delta_s = \theta (d - c)$(3.7)

El efectivo largo adherido de $5.5d_b$, adicional a la intencionalmente adherida longitud L_u , dan la longitud completa de las barras de acero especial que son insertadas para la conexión.

La deformación en el refuerzo especial ϵ_{su} en tensión será calculada como:

$\epsilon_{su} = \frac{\Delta_s}{L_u + \alpha_b d_b}$ (3.8)

Donde L_u , es el largo sobre el cual el refuerzo especial es deliberadamente adherido a la parte adyacente de la viga en la interfase, y Δ_s , es la elongación correspondiente al giro del piso al 3.5%, y α_b , es un coeficiente que cuantifica la

cantidad de largo efectivo para adherencia que se usa en el Refuerzo Especial, para un probable esfuerzo de flexión de la interfase viga-columna.

El valor de α_b , se determinará a partir de un comprensivo conjuntos de pruebas desarrollados por el programa PRESSS, y que formula, que no será tomado mayor que 5.5 ni menor que 2.2. Para el caso de diseño que observaremos mas adelante se considerará, como 5.5, valor determinado por las aplicaciones propuestas por NISTIR 5765.

La deformación calculada por la ecuación (3.8), no será mayor que $0.9\epsilon_u$. Excepto que la tensión del acero correspondiente a ϵ_{su} , calculada a partir de la ecuación (3.8), sea determinada por propiedades pertenecientes a pruebas de esfuerzo-deformación, para el correspondiente tipo de acero, además la tensión del probable esfuerzo de flexión se tomará como F_u .

A medida que se produce el giro se puede apreciar que el eje neutro, se ubica a una distancia “c”, desde la parte inferior de la cara en compresión de la película de mortero, y la unión se abre al nivel de que los cables de post-tensado están a una distancia de elongación por esfuerzo axial de Δ_{ps} .

Donde Δ_{ps} , esta definido por:

$$\Delta_{ps} = \frac{\Delta_s \left(\frac{h}{2} - c \right)}{d - c} \dots\dots\dots(3.9)$$

Si L_{ups} , es la longitud sobre la cual el cable de post-tensado no esta adherido, la deformación en los cables para una probable capacidad de momento se calculara como:

$$\epsilon_{ps} = \frac{\Delta_{ps}}{L_{ups}} + \epsilon_{si} \dots\dots\dots(3.10)$$

,donde ϵ_{si} , es la deformación en el reforzamiento de post-tensado cuando se encuentra en tensión efectiva, y se presenta la efectiva predeformación causada por la fuerza de sujeción que se determina cuando el cable es fijado los anclajes.

L_{ups} es la longitud no adherida, asociada con la interfase o el largo asociado con una interfase dada, sobre la cual el tendón de post-tensado es no adherido. La tensión f_{ps} , en el tendón de post-tensado en el probable esfuerzo de flexión no excederá f_{py} .

Se tiene que en la mayoría de los casos es igual a la distancia de anclaje a anclaje a lo largo del marco y Δ_{ps} es la suma de las aberturas en las uniones que se presenten para el tendón atirantado.

Sólo en el caso de que la tensión en el refuerzo especial en compresión sea calculada, con las consideraciones de compatibilidad de deformaciones para el concreto en compresión, y conociendo las propiedades mecánicas para el refuerzo especial, la tensión en el refuerzo para el probable esfuerzo de flexión se asumirá de $1.25f_y$.

El probable momento por flexión M_p , es la suma de las contribuciones a partir del refuerzo especial M_s , y el reforzamiento de post-tensado M_{ps} .

Aquellos valores son dados por la expresión:

$$M_s = A_s f_y \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) - A_s' 1.25 f_y \left(d' - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \dots\dots\dots (3.11)$$

,cuando la tensión en compresión en el refuerzo especial es tomada como $1.25f_y$ y:

$$M_{ps} = A_{ps} f_{prs} \left(\frac{h - \beta_1 c}{2} \right) \dots\dots\dots (3.12)$$

donde: $M_p = M_s + M_{ps} \dots\dots\dots (3.13)$

y :

$$\beta_1 c = \frac{A_{ps} f_{prs} + A_s (f_u - 1.25 f_y)}{b(0.85 f_c')} \dots\dots\dots (3.14)$$

y f_{ps} , es la tensión correspondiente a ϵ_{ps} .

Al diseñar el mecanismo que actuará en la unión, se puede elegir un refuerzo común para las vigas prefabricadas, porque las vigas requeridas serán diseñadas a partir de un patrón de esfuerzo máximo y de geometría, similar para las piezas en todos los niveles que sea necesario cubrir la misma demanda de carga, y su comportamiento deberá permanecer en un rango elástico para cuando el momento M_p , actúe en sus extremos.

En contraste con los reforzamientos en la columna podrían localizarse tensiones inelásticas cuando el momento M_{pr} , actúe en la viga. Aquí se debe usar un reforzamiento sísmico, conforme a la sección 21.2.5 del ACI 318-99 para la columna. El reforzamiento, a excepción de los cables de post-tensado, cruzan la interfase viga-columna pudiendo tener propiedades deliberadamente elegidas distintas de aquellas consideradas en vigas y columnas.

3.6.6) Fijación del Refuerzo Especial

Para esta parte del diseño, habrá que guardar especial detalle a la resistencia que brinde el anclaje al cual sea fijado el refuerzo especial, para ello éste será sujeto por un mortero a través de ductos, localizados en el concreto en los miembros a ambos lados de la interfase. Al mismo tiempo se determinará que el largo efectivo l_b , para el refuerzo sujeto en los ductos será tomado como $25d_b$, donde d_b sería el diámetro de la barra de acero especial, instalada.

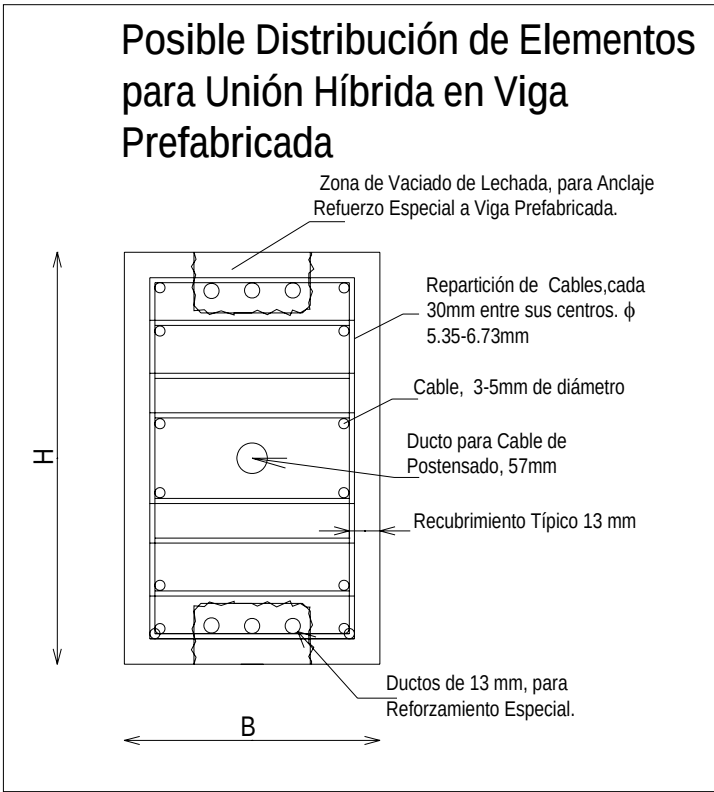


Fig. 4.2 Detalle de extremo de Viga Prefabricada con sus respectivos refuerzos adicionales y detalles para la instalación de Refuerzo Especial. Se aprecian algunos valores que se pueden tomar como referencia, para otra configuración de diseño de Uniones Híbridas.

Los anclajes para el refuerzo especial, tanto superior como inferior, que atraviesan la interfase se empalmarán a su correspondiente refuerzo de la viga prefabricada, ya sea con espirales, cables electro-soldados, o materiales que cumplan los requisitos de resistencia y los cuales serán usados para confinar regiones de anclaje.

El refuerzo de confinamiento será provisto tanto vertical como horizontalmente y su longitud se extenderá hasta los anclajes. Éstos elementos deberán contar con una fuerza de fluencia igual a $A_{vc}f_{vcy}$, calculada como $0.7A_s f_u s_{vc}/l_b$, para el refuerzo superior, y como $0.7A_s f_u s_{vc}/l_b$, para el refuerzo inferior donde s_{vc} , es el espacio del reforzamiento transversal.

Para la última columna de un marco dado, el espesor hacia el interior h_p , será mayor que la longitud de anclaje de la barra de refuerzo. A través de la columna de un marco múltiple el refuerzo especial podrá cruzarla y ser anclada en ambas vigas prefabricadas.

Para un evento sísmico mayor, el Reforzamiento Especial que pasa a través de la columna esta sujeto a fuerza de compresión en la cara de la columna y a fuerza de tracción en la otra cara, también se podría presentar el caso de que la columna con el ancho mínimo podría exceder la mínima longitud de desarrollo para la barra. Para este caso se consideraría que este valor seria establecido como $32d_b$.

Los requerimientos de confinamiento provienen a partir de pruebas con desplazamientos en la base de las columnas.

Para todas las cargas cíclicas estos elementos muestran que, con un confinamiento adecuado, las tensiones en deslizamiento con una longitud de desarrollo tan chica como $25 d_b$, podrían alcanzar el esfuerzo de tracción de la barra.

El reforzamiento confinado tiene que impedir el deslizamiento para un potencial plano de agrietamiento que separe la columna y las clavijas de las barras. La situación para los extremos de la viga prefabricada es similar que la de la columna de puente. El reforzamiento especial necesita ser anclado en la viga prefabricada. El reforzamiento transversal necesita un adecuado empalme al refuerzo longitudinal de la viga prefabricada. La figura 4.2 muestra un potencial plano de empalme a través de la sección de las vigas prefabricadas, donde el reforzamiento especial fue empalmado a el reforzamiento longitudinal, también muestra los correspondientes valores para A_{vc} , para aquellos planos y los detalles del reforzamiento de corte. Para éste procedimiento se puede ocupar reforzamiento de corte convencionales.

3.6.7) Nudos del Marco

Los requerimientos de los nudos de un marco con uniones híbridas cumplen el mismo objetivo y tienen el mismo mecanismo resistente que el para un marco monolítico. La fuerza de Corte Nominal será calculada usando áreas de uniones efectivas A_j , para cuyos anchos efectivos incluye deducciones para el ancho de los ductos del post-tensado. La longitud de desenvolvimiento del refuerzo anclado en los ductos serán especificados en la sección 3.6.

Si hubiesen esfuerzos de corte actuando en los nudos del marco serán menores que las fuerzas de diseño por corte que requiere la sección 21.5.3 del ACI 318-99. La intención es limitar los daños para el nudo durante un evento sísmico mayor, así los procedimientos conservadores podrían ser usados para evaluar la fuerza de corte en la unión.

El área efectiva del nudo es reducida por la presencia del ducto de post-tensado. Para el nudo de una columna exterior, puede haber un efecto contrarrestador, resultante debido al anclaje de los cables de post-tensado en la cara lejana de la columna con respecto a la viga. Este sería una reacción por el comportamiento de compresión que se forma en la unión viga-columna bajo cargas laterales. La presencia de esta reacción disminuye hacia el interior de la unión viga-columna, y asimismo se reduce el requerimiento por confinamiento de la unión. Para el nudo de una columna interior sin embargo existiría un efecto de contrarrestamiento menor y la reducción en el área efectiva A_j causada por la presencia del ducto de post-tensado es significativa.

- **Comentarios del Capítulo**

Conforme a la información recopilada para este tipo de uniones, a partir de la referencia bibliográfica dada, se explicó el detalle de los requerimientos de mayor relevancia para la aplicación de este método de diseño. Se debe considerar que la elaboración de ésta teoría, toma como material de apoyo desde su partida el Código de Diseño de Hormigón Armado ACI318-99.

A partir de las descripciones desarrolladas para la conexión se desprende una teoría resuelta según el documento NISTIR 5765, que propone un procedimiento directo de calculo, el que se que se explicará en el siguiente capítulo, para su aplicación.

Capítulo 4

Procedimiento de Diseño de Uniones Híbridas

4.1) Introducción

Para la aplicación de éste modelo de uniones dúctiles, se habrán tomado las nuevas experiencias que se han desarrollado a partir del primer documento oficial de diseño, el cual sugería ciertas consideraciones que después se han ido mejorando a través de nuevas experiencias. A partir de las propiedades genéricas del modelo mostrado en el capítulo anterior se determinará la experiencia para el edificio habitacional perteneciente a la ciudad de Valdivia, el cual contará con las disposiciones de diseño de la normativas existentes, para los estados de carga según la Norma Chilena para edificios, y se determinarán las demandas de esfuerzos que servirán de parámetro para determinar la eficiencia en la aplicación de las uniones híbridas.

La principal función de este capítulo será crear un procedimiento más directo que envuelva todos los requisitos previamente expuestos para darle forma a la teoría de una manera práctica y simple. El método que se presentará considera en gran parte los conceptos de diseño provenientes al código de diseño ACI 318-99, y aquellos conceptos propios del método, serán descritos oportunamente.

Los conceptos de diseño estarán enfocados a buscar una solución tipo para todos los casos eventuales a que hayan sido expuesta la estructura, y así formar un detallamiento más preciso para cada conexión, dando patrón de seguimiento al modelo que sea más claro.

Se harán observaciones que vinculen la teoría en forma general, y así poder también dar alcance a los procedimientos constructivos que al momento de instalar las piezas ofrezcan la serviciabilidad necesaria al sistema estructural.

4.2) Detalles Estructurales

Para el marco prefabricado con conexiones híbridas, contará con las siguientes características:

- Las columnas prefabricadas que serán usadas, se usarán para varios pisos, y serán unidas con vigas independientes a lo largo de toda su luz y una conexión para la interfase viga columna, en la cual estaría ubicada la máxima cantidad de momento por carga sísmica, que en el fondo sería la parte de la funcionalidad que le daría al marco una mayor participación a los esfuerzos en los nudos.
- Una conexión dúctil es instalada en la interfase viga-columna para proveer contribución elástica al sistema, y al mismo tiempo así se podrá minimizar los daños que afecten a las piezas.
- El reforzamiento de post-tensado es usado para proveer una confiable fuerza de sujeción en la interfase viga columna y resistir las cargas gravitacionales.
- La resistencia de corte vertical para la interfase viga-columna está presente por la fricción creada por la combinación de la fuerza de sujeción entre el acero de post-tensado, y la región en compresión producida por el momento en la unión misma.
- Para el máximo requerimiento de giro para el acero de post-tensado permanecerá en rango elástico.
- El concreto en el borde de la región de la viga se encuentra confinado, para que no sufra daños, en el máximo requerimiento de rotación.
- Las barras de acero de refuerzo ayudarán en gran medida a la demanda de máxima fuerza de flexión, y al mismo tiempo contribuirá en la disipación de energía.

- Una suficiente cantidad de refuerzo especial, ayudará a resistir las cargas gravitacionales en la viga y para un improbable caso de que los tendones de post-tensado se corten o falle en el anclaje. Éste será un mecanismo de respaldo en caso de que el sistema colapse bajo una gran sollicitación.

4.3) Secuencia Constructiva

Es una de las etapas primordiales en el caso al cual será expuesto el modelo de diseño de la estructura prefabricada, para los elementos estructurales de conexiones híbridas existe un procedimiento al cual hay que cumplir, para una correcta instalación y ensamblaje de los marcos.

La secuencia constructiva para el marco con conexiones híbridas tiene que contar con las siguientes características:

- I. Elevar las columnas e instalarlas con soportes temporales de acero, que sirvan de apoyo provisional para las vigas. Estos perfiles deberán estar diseñados con la capacidad suficiente de resistencia.
- II. Fijar las vigas en el punto de apoyo creado por los perfiles metálicos provisorios, insertos en las columnas.
- III. Introducir las barras de refuerzo especial dúctil, a través de las columnas y las vigas para todas las conexiones a lo largo del marco tanto superiores como inferiores.
- IV. Instalar los tendones de post-tensado a través del ducto diseñado previamente en la viga, ubicado a lo largo en el centro de la sección.
- V. Aplicar un mortero para hacer la unión en la interfase de viga-columna, usando algún aditivo para la lechada.

- VI.** Después que la lechada haya sido curada para una tensión mínima de 20.7 Mpa, tensar los cables a tal punto de que la tensión en los mismos, después de las pérdidas, no sea superior a la tensión específica de pre-tensado al inicio.
- VII.** Estucar con un mortero completamente las barras de acero dúctil, (la longitud no sujeta de las barras esta provista por una envoltura de material plástico en la porción requerida).
- VIII.** Quitar los perfiles temporales de apoyo para las vigas.

El acero de post-tensado es conducido a lo largo de las vigas pertenecientes al mismo nivel en el marco y en los puntos de intersección para las columnas, permanecerá sin sujeción, para después poder hacer la tensión a su largo completo.

También existe otro método el cual sugiere dejar el cable de post-tensado adherido en el punto de medio de la luz de la viga hasta una cierta distancia en dirección a la columna, donde la longitud de trabado es igual al mínimo requerido para un correcto funcionamiento en su extensión y la longitud no trabada debe ser igual a la mitad de la distancia que existe entre la sección extrema de la viga, y la cara correspondiente al ancho de la columna. La longitud no trabada debe ser chequeada para ver si ésta es suficiente, para ver si el acero de refuerzo permanece en elasticidad para la máxima capacidad de rotación. Pero para el caso que se desarrollará mas adelante, se considerará una extensión a su largo completo para el cable post-tensado, totalmente libre.

4.4) Fuerzas de Diseño

I. Sistema de Rigidez

En un sistema preesforzado, antes de la descompresion (tensión igual a cero en el concreto), el sistema se comportará de una manera comparable a un sistema de vaciado en obra, excepto que las vigas no se agrieten. La mayor parte de las propiedades de la sección podrían ser desarrolladas en como la representación de un sistema rígido.

Para el intervalo entre la descompresión y la contribución elástica las propiedades de la sección están entre de una sección agrietada y una no agrietada.

II. Cargas de Diseño

Para la norma Chilena Nch 433 of 96, se determinan las siguientes combinaciones de carga, para los edificios que se diseñen bajo el espectro sísmico que se define por zona y por la categoría de edificio según su uso.

Para la modelación se definen, los siguientes estados de carga:

$\phi M_n \geq 1.4M_D + 1.7M_L$(4.1)

$\phi M_n \geq 1.4(M_D + M_L + M_E)$(4.2)

$\phi M_n \geq 0.9(M_D \pm M_E)$ (4.3)

donde :

M_n: Momento Nominal.

M_D: Momento por carga muerta.

M_L: Momento por Carga Viva.

M_E: Momento por Carga Sísmica.

Para cada estado se deberá determinar su máximo nivel de esfuerzo y definir cual será la estructuración más eficiente con el objeto de diseñar en forma precisa la conexión y probar su eficiencia.(NCh 433 Of 96.)

III. Resistencia de Corte Vertical

La resistencia de corte vertical para la interfase columna, está compuesta por dos mecanismos:

- Fricción creada por la fuerza de anclaje provista por el tendón de post-tensado.
- Fricción creada por la porción de compresión de el momento inducido por el par, debido a: la gravedad , viento o momentos sísmicos en la interfase viga columna.

La fuerza cortante en la interfase viga-columna está aplicada en ambos casos por cargas gravitacionales y el momento sísmico inducido, los cuales están limitados por la probable capacidad de momento de la conexión.

IV. Radio de Giro para la Luz

Para asegurar que no ocurran deslizamientos eventuales, entre la columna y la viga, la mínima longitud libre, para una sección constante para el elemento viga, L/H, deberá cumplir la siguiente relación:

$$\frac{L_{luz}}{d} \geq \frac{1}{\phi \mu \gamma} \dots\dots\dots(4.4)$$

para:

$$\gamma = \frac{d}{H} \dots\dots\dots(4.5)$$

,donde H, corresponde a la altura de la sección de la viga.

Pero bajo ninguna circunstancia debe ser menor que el valor mínimo requerido para el largo de la luz efectiva, L/d radio de 4 (por la Sección, ACI 21.3.1.2).

V. Máximo y Mínimo Pre-tensado

La tensión máxima para el acero debe ser limitada para asegurar que no ocurra fluencia en el acero, para la máxima capacidad de rotación. Cuando el acero de post-tensado este trabajando, estará impedido de protección en contra de las pérdidas por las fuerzas de anclaje durante la carga cíclica. La limitación del pre-tensado inicial , lleva a una gran capacidad de deformación en el acero de post-tensado , para acomodar al piso completo a lo largo las demandas de giro esperadas para un sismo mayor.

VI. Tensiones en el Hormigón

El límite máximo para la tensión de pre-tensado en el concreto estará controlado por la fuerza en el concreto y por el confinamiento provisto en las zonas de compresión.

VII. Momento Probable Máximo

El propósito del procedimiento de cálculo, es intentar asegurar que la conexión híbrida sea capaz de acomodar las demandas de giro en el piso del edificio, mientras retiene por lo menos un 80% de esta capacidad máxima.

Los requerimientos para el funcionamiento de la conexión serian:

- El acero de post-tensado no debe fluir.
- Las barras de acero de refuerzo quizás fluyan pero no se debe fracturar antes del forzamiento expuesto por la demanda de giro.
- La región en compresión de la viga debe ser capaz de sostener grandes deformaciones sin degradación por la capacidad de conducción de cargas.

Estos requisitos deben ser satisfechos por los límites iniciales en la tensión del acero post-tensado dando suficiente longitud no sujeta para ambos miembros, tanto acero de post-tensado y acero de refuerzo, y un desenvolvimiento apropiado para el confinamiento en la zona comprimida del concreto.

II. Disipación de Energía

La capacidad de absorción de energía para este nuevo sistema de marco de momentos resistente con uniones dúctiles, podría ser equivalente a uno convencional de vaciado en obra. Sin embargo recientes estudios han mostrado que para altos niveles de giro, el beneficio adicional de la disipación de energía no está muy bien definido, ya que el funcionamiento del sistema para un alto nivel de rotación, podría ser más dependiente del movimiento entrante del terreno, que por la capacidad de disipación de energía. Por lo tanto la capacidad de giro es un requerimiento más apropiado, de control para el correcto funcionamiento del sistema estructural.

4.5) Procedimiento de Cálculo

Ahora se dará pie a la presentación del procedimiento matemático para la definición de las armaduras correspondientes a la repartición de enfierradura especial, como para la determinación de la cantidad de sección para el cable de post-tensado.

Mediante la información recopilada a través de reportes con respecto a esta nueva técnica de ensamblaje para elementos viga-columna, y los requerimientos que ya se han descrito, este procedimiento respeta en conformidad el modo de diseño para las uniones híbridas.

4.5.1 Supuestos.

- Se representará un diagrama de fuerzas para el bloque de tensiones de compresión que actúa en la sección de contacto viga- columna, que tendrá forma rectangular, tal como es usado para el cálculo de la fuerza de compresión en el concreto.

- El acero de post-tensado esta localizado en la mitad de la sección de la viga.
- El acero de refuerzo estará fijado sobre una distancia igual a $2.75d_b$, en el lado opuesto de la longitud intencionalmente liberada , para cuando el momento en la viga sea igual al momento probable.
- Descuidar la contribución de compresión del acero de refuerzo especial, superior o inferior según sea el caso, por su baja contribución en el esfuerzo (NISTIR 5765).

4.5.2 Datos de Entrada

Para dar inicio al diseño del sistema habrá que poner a prueba algunos supuestos y que las variables que determinarán nuestro modelo final. Algunas de aquellas propiedades son simplemente correspondiente a los tipos de acero , y su resistencia, como también se determinarán al comienzo las cuantías que intervendrán para cada refuerzo y finalmente se probarán si cumplen eficientemente con su resistencia.

Las longitudes de refuerzo van ligadas a su diámetro, así que al momento de dar las cuantías se podrá tomar como referencia sus dimensiones.

Las variables conocidas serían:

A_{ps} = Área de acero de Cable Post-tensado.	f_{py} = Esfuerzo de fluencia del cable de PT.
A_s = Área de acero de Refuerzo Especial.	h = Altura de la sección de la viga.
b = Ancho de la viga prefabricada.	L_u = Largo de barra de Refuerzo Especial.
d = Distancia efectiva de la sección de la viga.	$L_{u,ps}$ = Largo de Cable Post-tensado.
d_b = Diámetro barra Refuerzo Especial.	$\epsilon_{ps,ini}$ = Deformación unitaria inicial, para PT
f_c' = Resistencia a compresión del hormigón.	ϵ_u = Def. unitaria para refuerzo especial.
f_{sy} = Esfuerzo de fluencia acero Refuerzo E.	F_{pu} = Esfuerzo último para Cable de PT

4.5.3) Procedimiento

Una vez obtenidos los valores de las variables para las propiedades geométricas y de resistencia para los elementos que se diseñaran para el sistema, se debe seguir un procedimiento tal que, al evaluar en cada etapa las condiciones inicialmente supuesta, se determinará si son aptas, hasta llegar a un valor que satisfaga las demandas para las cuales la estructura será expuesta.

Determinar la máxima demanda de corte para la unión, este dato se debería determinar con la modelación previa del edificio, ya considerando los casos de cargas según las normas respectivas. Para el caso que se desarrollará más adelante se evaluó la estructura mediante el programa de diseño SAP 2000, con los requerimientos de la norma NCh 1537. Of 86 “Diseño Estructural para Edificios – Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso”, y la norma Sísmica Chilena, NCh 433 Of.96 “Diseño Sísmico de Edificios”.

Se definirá V_u , para chequear una fuerza de sujeción suficiente, y se evaluará la siguiente expresión:

$$\phi \cdot f_{psi} \cdot A_{ps} \succ \frac{V_u}{\mu} \dots\dots\dots(4.6)$$

,donde, $\phi = 0.85$ y μ , corresponde al valor para el coeficiente de roce que existe entre los dos elementos. Para la mayoría de los casos se supone para el hormigón armado, tanto de la viga como de la columna, una rugosidad de valor igual a 1.

Esta rugosidad se exigirá al proveedor de los elementos de prefabricados como requisito en los sectores de empalme.

Donde f_{psi} , se determinará como:

$$f_{psi} = 0.44 \cdot F_{pu} \dots\dots\dots(4.7)$$

- Para el acero de refuerzo que ira inserto en el extremo superior e inferior de la viga prefabricada, se evaluará su máxima capacidad de fuerza a corte, en acuerdo con la resistencia del material elegido, el área mínima de acero se satisfacerá, por la siguiente expresión:

$$A_s \geq \frac{V_D + V_L}{f_y} \dots\dots\dots(4.8)$$

- Ahora se puede evaluar la fuerza de tracción a la cual la barra elegida es capaz de ejercer como resistencia.

$$T_s = A_s \cdot F_y \dots\dots\dots(4.9)$$

- Determinar el valor de ϵ_u , correspondiente para F_u , a partir de la curva esfuerzo-deformación del acero de Refuerzo Especial.
- Calcular la elongación del acero de refuerzo, Δ_s . La deformación se asumirá igual y mayor a que la longitud no adherida.

$$\Delta_s = \epsilon_u \times (L_u + 5.5d_b) \dots\dots\dots (4.10)$$

Así se determinará la máxima deformación para el acero de refuerzo, para un estado último de esfuerzo, esto limitará el diseño y se podrá dar un cierto parámetro de verificar si la cantidad de acero y su calidad son apropiadas.

Para el instante en que comienza la rotación de la viga en la interfase, el esfuerzo que provenga por flexión, será contrarrestado por las armaduras pertenecientes a la unión. Al ser ellas dúctiles se podrá determinar una deformación gradual para el acero de refuerzo especial en uno de las reparticiones, superior o inferior, de tal forma que la sección de apoyo para el bloque en compresión también sufrirá un desplazamiento a lo largo de la altura de la viga.

Bajo este supuesto se deberá determinar la profundidad efectiva del bloque de compresión para cada instante de la rotación de la unión, ello se hará haciendo una iteración, que deberá satisfacer las ecuaciones de equilibrio que intervengan, debido a las tres fuerzas consideradas , tanto de Refuerzo Especial, Cable Postensado y la Fuerza de Compresión que existe en el punto de apoyo de la sección de la viga, con la cara expuesta de la columna.

Por lo tanto para comenzar la iteración hasta este punto se debe asumir el eje neutro para una la profundidad , “ c “. Así entonces el pivote para la rotación de la unión se asumirá que ocurre en el eje neutro.

Para el giro asociado a la deformación por parte del refuerzo especial , se tendrá la siguiente expresión:

$$\theta = \frac{\Delta_s}{d - c} \dots\dots\dots(4.11)$$

Con lo que tendríamos ya el supuesto giro máximo, al cual nuestra enfierradura especial estaría dispuesta a resistir.

Ahora, para el mismo valor de “c” supuesto, se deberá calcular la elongación del acero de postensado Δ_{ps} , debido a la rotación.

$$\Delta_{ps} = \left[\frac{\frac{h}{2} - c}{d - c} \right] * \Delta_s \dots\dots\dots(4.12)$$

Entonces se observa que la fórmula responde totalmente a la compatibilidad geométrica del sistema, por lo tanto las propiedades de la conexión para cierto estado de esfuerzo se podrían obtener a medida que el eje neutro varíe.

Con estos valores se contará con la deformación unitaria correspondiente al estado de esfuerzo del cable de post-tensado, para el momento en que el acero de refuerzo se encuentre en cierto nivel de solicitación.

Aquí se podrá calcular la deformación en el acero de post-tensado, con la siguiente expresión:

$$\epsilon_{ps} = \frac{\Delta_{ps}}{L_{u,ps}} + \epsilon_{ps,ini} \dots\dots\dots(4.13)$$

Donde se determinará la cantidad de deformación unitaria debido al giro de la unión, según lo ya acordado.

La expresión ϵ_{psi} , corresponde a el esfuerzo inicial al que es sujeto el cable de post-tensado, en el momento en que se fija a los anclajes, y da al sistema la rigidez necesaria para mantenerse, éste valor se determina en forma directa contando la cantidad de aberturas que existen a lo largo del cable de post-tensado y definido por las propiedades del material, donde :

$$\epsilon_{psi} = \frac{F_{ps}}{E_{ps}} \dots\dots\dots(4.14)$$

Una vez obtenido este valor para la deformación unitaria total del cable de post-tensado se determinará la tensión correspondiente, del elemento mediante una curva esfuerzo deformación que se define como la curva analítica de Mattock (según, NISTIR 5765), y se define como:

$$F_{ps} = \epsilon_{ps} E_{ps} \left(Q + \frac{1-Q}{\left(1 + \left(\frac{\epsilon_{ps} E_{ps}}{K F_{py}} \right)^R \right)^{1/R}} \right) \dots\dots\dots(4.15)$$

Donde: K = 1.04 R = 8.359758 Q = 0.01992, y F_{py} = 0.9F_{pu}.

Para lo cual tendríamos el dato relacionado con la tensión, y asimismo la fuerza correspondiente, que ejerce el cable de postensado para la condición impuesta en el Paso 3.

Para el valor de F_{ps} , se debe cumplir que:

$$F_{ps} \leq 0.9F_{pu} \dots\dots\dots(4.16)$$

- Si $F_{ps} > 0.9 F_{pu}$, se tienen las siguientes alternativas:
 - 1. Incrementar la longitud libre de anclaje del cable de post-tensado
 - 2. Aumentar la sección del cable de post-tensado
 - 3. Disminuir el área de acero del refuerzo especial
 - Regresar al paso 1, si el refuerzo especial se ha reducido.
 - Regresar al paso 2, si se aumento la longitud libre de anclaje del cable de post-tensado.

Una vez satisfecha la condición de desigualdad , evaluar la tensión en el cable de post-tensado:

$$T_{ps} = A_{ps} \cdot F_{ps} \dots\dots\dots(4.17)$$

Como se tiene que cumplir equilibrio de fuerzas en la conexión, podremos evaluar la fuerza de compresión que interviene en el sistema como:

$$C_c = T_s + T_{ps} \dots\dots\dots(4.18)$$

y por criterio de diseño de hormigón armado, contamos con la siguiente igualdad que nos da la altura del bloque de tensiones, que actúa en compresión en el hormigón de resistencia especificada. Entonces en este paso podremos evaluar un valor dado para “c”, que tendremos que comparar con el supuesto del paso 3.

$$c = \frac{C_c}{0.85 f_c b \beta_1} \dots\dots\dots(4.19)$$

Si el valor de “c” no coincide con el inicial, se deberá iterar hasta que estos converjan a un valor que cumpla los requerimientos de esfuerzos en la unión, para ello sería adecuado hacer una programación del método, hasta este punto con el fin de dar mas exactitud y rapidez al proceso de diseño.

Una vez determinadas las fuerzas que determinan las propiedades de los materiales elegidos, como su distribución geométrica propuesta, ya es hora de evaluar si serían capaces de resistir en favor de la conexión. Así, ya se podría tener una noción de que si las cuantías elegidas responderán a las solicitudes de diseño que arrojó la modelación.

Para determinar si las armaduras son las adecuadas se tomarán del modelo de diseño los mayores esfuerzos de momentos que intervengan para un nivel. Al mismo tiempo, este esfuerzo crea una rotación en el nudo, que habrá que evaluar, para considerarla en la etapa final de diseño con respecto a las rotaciones que son permitidas según la Norma Chilena NCh433 of 96 y el código de diseño PRESSS para Uniones Híbridas.

Entonces para determinar los momentos que el diseño de la unión nos permite contar, se tiene que considerar nuevamente la compatibilidad geométrica del sistema y evaluarlo con las siguientes ecuaciones:

$$M_p = M_s + M_{sp} \dots\dots\dots (4.20)$$

Calcular el momento probable , M_p , por sumatoria de momentos sobre las fuerzas de compresión en el concreto, para el valor de β_1 , usar la constante de diseño en función de:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.005}{70} (f_c' - 280) \dots\dots\dots (4.21)$$

Así se tiene:

$$M_s = T_s \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \dots\dots\dots (4.22)$$

$$M_{sp} = T_{ps} \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \dots\dots\dots (4.23)$$

Para los esfuerzos en el nudo, la cantidad de participación por parte de la armadura de refuerzo especial, no deberá superar a un 50%, del total de la fuerza de momento.

$$\frac{M_s}{M_{pr}} \leq 0.5 \dots\dots\dots(4.24)$$

Aquí se tienen dos opciones:

- Si M_s/M_{pr} es mayor que 0.5, reducir A_s y volver al paso 1.
- Una segunda alternativa sería incrementar A_{ps} , y volver al paso 2.

Hasta aquí se cumple el ciclo de diseño para las armaduras correspondientes a la unión híbrida. Como se pudo apreciar, al elegir de un comienzo correctamente los tipo de materiales, y su cantidad darán un procedimiento mas aproximado al momento de evaluar su resistencia a la carga que se debe soportar.

Por lo tanto sería necesario verificar productos en el mercado que brinden una serviciabilidad, probada con respecto a estos tipos de ensamblaje de uniones, éste punto en especial, debería ser bien tomado en cuenta para el cable de post-tensado, ya que su capacidad de resistencia llama la atención ya que se manejan valores de resistencia última de hasta 19000 Kg/cm², lo cual da una gran garantía al momento de requerir una alta tensión de post-tensado para la suficiente fuerza normal que actúa sobre la columna.

Para el cálculo de la Máxima Capacidad de Rotación el procedimiento dado en los pasos 2 al 3, son usados para evaluar la ubicación del eje neutro y los procedimientos adicionales son usados para obtener la máxima capacidad de giro. Se debe considerar para el cálculo de los límites permisibles para la máxima rotación de giro lo acordado en la norma sísmica y además lo expuesto en la sección 4. de ésta memoria.

La capacidad de rotación del piso es igual a la rotación θ de la viga, para una probable capacidad de momento, estos valores se obtendrán directamente del esfuerzo aplicado por el momento a la unión para un valor máximo.

Así:

Giro del Piso = θ (4.25)

Para el cálculo de la capacidad de rotación de la viga, θ , se usará el valor de “c” obtenido en los cálculos de la probable capacidad de momento, y así se debe determinar la rotación de la viga mediante la fórmula propuesta en el paso 2, la cual es tomada, como una capacidad de rotación para el caso correspondiente.

$$\theta = \frac{\Delta_s}{d - c}$$

Chequear que la capacidad de giro sea mayor que la demanda de giro a la cual deberíamos contrarrestar. Si la capacidad evaluada no coincide con la demanda de Giro se debe incrementar la longitud de la armadura especial “ L_u ”.

4.6) Cálculo de Momento Nominal

En ésta parte del análisis, habrá que considerar un modelo para determinar la relación Momento v/s Giro, que se supondrá que tendrá las características que muestra el de la figura 5.1 de una viga empotrada, con una carga lateral en su extremo.

Bajo pequeñas deformaciones laterales, el sistema se comporta igual que un sistema monolítico manteniéndose la unión cerrada hasta cierto desplazamiento lateral de entrepiso. Es posible encontrar, por tanto, un valor del desplazamiento lateral asociado a la abertura de la unión.

Si se supone que el punto de inflexión de la viga antes de abrirse la unión, ocurre en la mitad de la luz, se puede determinar el valor del momento asociado a esta deformada si se considera que los elementos están en el rango de comportamiento lineal. En este caso se supone que la deformada de la mitad de la viga es similar a la deformada que tiene una viga en volado con la mitad de la luz, cargada lateralmente por una fuerza “P” en su extremo superior.

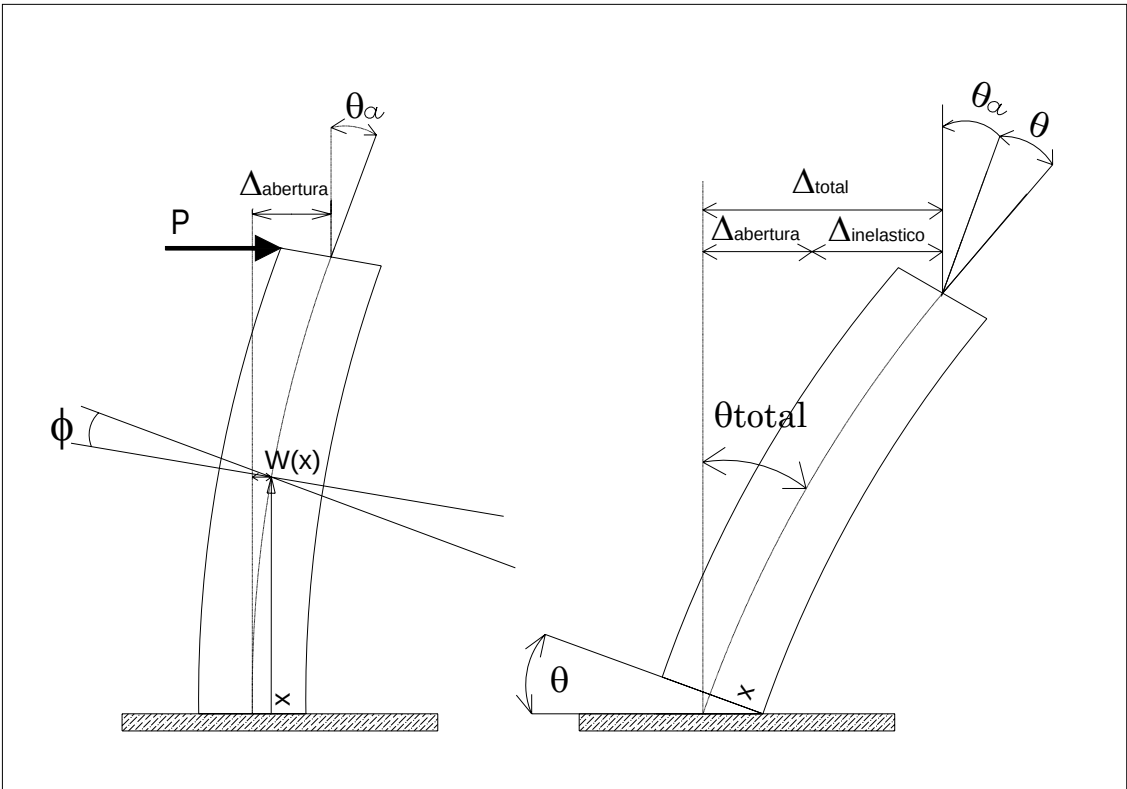


Fig. 4.1 Equivalencia con una viga en volado para determinar el ángulo de abertura de la unión híbrida

Para determinar la deformación lateral en la que se produce la abertura de la unión se deben considerar los elementos básicos del análisis estructural.

Se sabe que la relación entre la curvatura y el momento esta dada por la ecuación:

$$\phi = \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{M}{EI} \dots\dots\dots(4.26)$$

Donde “ ϕ ”, es la curvatura , e “ y ” es la deformada para la viga.

Para obtener la solución para la ecuación diferencial se considerarán las condiciones de borde, que simplemente se pueden obtener:

$$\frac{\partial y}{\partial x}(x = l_v/2) = 0, \text{ ángulo de la deformada para la mitad de la luz, y}$$

$$y(x = 0) = 0, \quad \text{Deflexión en el origen = a cero.}$$

Así la deformada a partir de las condiciones anteriores y la ecuación (5.26), se tendría:

$$y(x) = \left(\frac{x^3}{6} - \frac{l_v \cdot x^2}{4} + \frac{l_v^2 x}{8}\right) \cdot \frac{P}{EI} \dots\dots\dots(4.27)$$

para , $P= 2M/L_v$, y evaluando en el extremo de la viga se tiene:

$$y(x = l_v/2) = \frac{1}{12} \cdot \frac{M'}{EI} \cdot l_v^2 = \Delta_{elástico} \dots\dots\dots(4.28)$$

Para determinar el valor de la deformación lateral $\Delta_{elástico}$, en el momento en que se abre la unión, se debe introducir la relación entre la curvatura de la sección y la deformación unitaria del hormigón, según:

$$\phi \cdot y = \varepsilon \dots\dots\dots(4.29)$$

Donde z es la profundidad del eje neutro, y ε es la deformación unitaria en z . La unión comenzará abrirse en el instante en que la deformación unitaria del hormigón en la fibra extrema a tracción llegue a cero. Esta condición se deduce de la geometría de la figura y se muestra en la siguiente ecuación.

Donde ε_i , es el valor de la deformación unitaria en el hormigón debido a la tensión inicial en el cable de post-tensado, cuando al comienzo se necesita dar rigidez y fuerza de roce al punto de empalme de la unión columna-viga, y h es la altura de la viga. Despejando se tiene que la curvatura en el momento de la abertura esta definida por el valor de la ecuación (4.30).

$$\phi = \varepsilon_i \cdot \frac{2}{h} \dots\dots\dots(4.30)$$

Considerando la relación entre el momento y la curvatura, se tiene que el momento de abertura de la unión está definido por la ecuación (4.31).

$$M' = \phi' \cdot EI = \varepsilon_i \cdot \frac{2}{h} \cdot EI \dots\dots\dots(4.31)$$

Se define como giro de abertura θ_a , al valor del ángulo θ_e , al giro del ángulo elástico en el momento en que se abre la unión. Así el valor del ángulo θ_a se determina con la siguiente ecuación:

$$\theta_a = \frac{1}{12} \cdot \frac{M_a}{EI} \cdot l_v \dots\dots\dots(4.32)$$

Como se observa en la figura 4.1, la unión justo antes de abrirse, presenta una deformación lateral $\Delta_{abertura}$ y un ángulo θ_a . Cuando la carga lateral aumenta se abre la unión y solo a partir de este momento es posible medir el ángulo de abertura de la unión θ .

Al abrirse la unión no es posible seguir aplicando las hipótesis de compatibilidad de deformaciones entre el hormigón y la armadura especial, como se aplica en el análisis clásico para determinar la relación momento curvatura de la sección.

Además el comportamiento de la unión deja de ser lineal porque la profundidad del eje neutro cambia y por lo tanto cambia la inercia del sistema.

Existe una relación entre el Giro Total (θ_T) y el Giro con la Unión (θ), la cual se determina por la geometría de la figura 4.1. Esta relación esta definida por la ecuación (4.32)

$\theta_T = \theta_a + \theta$ (4.33)

Es posible relacionar la deformación de entrepiso, representada por el ángulo D de la figura 4.2 y el giro total de la Unión. Ésta relación estaría dada por la siguiente ecuación:

$D = \frac{l_v}{l_v + h_c} \cdot \theta_{total} = \left(\frac{l_v}{l_v + h_c} \right) \cdot (\theta + \theta_a)$ (4.34)

Donde h_c : ancho de la columna.

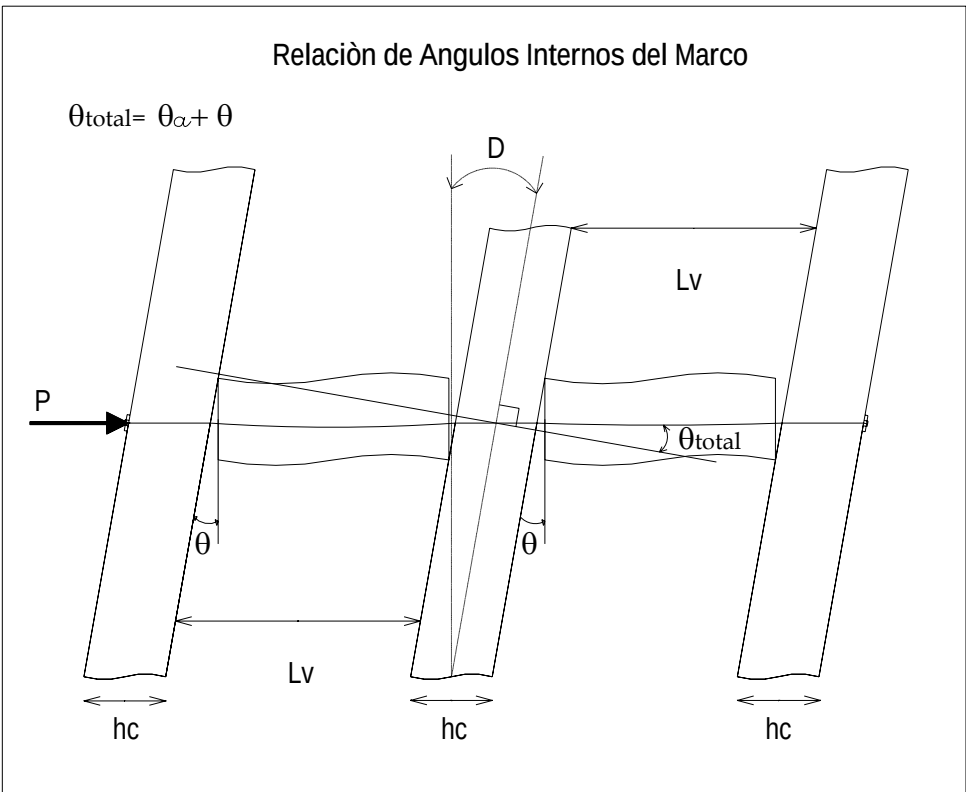


Fig.4.2 El esquema muestra la Relación de la deformación de Entre el Piso y el Giro Total para la Conexión.

Una vez que la unión comienza a abrirse se debe considerar equilibrar la sección, sin embargo la profundidad del eje neutro no se conoce. Para resolver este problema se debe realizar un programa que evalúe para un determinado ángulo de abertura (fijo), todos los valores posibles de la profundidad del eje neutro c , como se explico en el procedimiento paso a paso.

El valor correcto será el que satisfaga la condición de equilibrio de fuerzas horizontales, ya que:

- $T_s = T_s(c)$
- $T_{ps} = T_{ps}(c)$
- $C_c = C_c(c)$
- $C_c = T_s + T_{ps},$

Se debe considerar que el ángulo de la abertura varía entre:

$$D\left(\frac{l_v + h_c}{l_v}\right) - \theta_a \leq \theta \leq D_{m\acute{a}x}\left(\frac{l_v + h_c}{l_v}\right) - \theta_a \dots\dots\dots(4.34)$$

$$D_{m\acute{a}x} = 3.5\%$$

Así la máxima capacidad de desplazamiento lateral, es calculada fijando la deformación del refuerzo especial, en un valor igual a la deformación correspondiente al esfuerzo último de la armadura especial, y considerando los requerimientos para el cálculo del momento probable en la unión híbrida del punto.

Los procedimientos dados en los PASOS 1 al 4, del capítulo se usan para determinar la posición del eje neutro. Para determinar la máxima capacidad de desplazamiento lateral se pude usar el procedimiento descrito a continuación:

1. La máxima capacidad de desplazamiento de entrepiso “ D ”, es calculada con la abertura en la unión θ , asociada al momento máximo probable de la unión.
Puesto que este procedimiento da un limite inferior no se necesita usar factores de reducción:

$$D = \left(\frac{l_v}{l_v + h_c} \right) (\theta_a + \theta) \dots\dots\dots(4.35)$$

2) El giro de la Unión viga-columna es:

$$\theta = \frac{\Delta_s}{d - c} \dots\dots\dots(4.11)$$

3) Verificar que el máximo desplazamiento lateral obtenido para con la ecuación (5.35), es mayor que la demanda especificada en la sección 4.4.3. Si la capacidad de abertura en la unión θ , no cumple con la demanda de rotación en la unión, incrementar L_u , (longitud libre de anclaje de la armadura especial).

4.7) Momento Nominal Directo.

Método 1:

Se determinara la capacidad de momento nominales calculada siguiendo el procedimiento expuesto en los pasos 2 a 4 con los siguientes cambios:

- La tensión en el acero de refuerzo será igual a f_y , y la ecuación 5.9 cambia a:

$$T_s = A_s \cdot F_y \dots\dots\dots(4.26)$$

- La deformación en el acero de refuerzo es igual a la deformación unitaria $\epsilon_{sh} = 0.01$, típicamente para barras de grado 6 según el ASTM.
- La totalidad de la longitud no adherida es elegida igual a la intencionalmente longitud no adherida, L_u , del acero de refuerzo, así a ecuación 5.10 cambiaría a:

$$\Delta_s = \epsilon_{sh} L_u \dots\dots\dots(4.27)$$

Método 2

El momento Nominal podrá ser evaluado de forma directa para:

$$M_n = 0.7M_{pr} \dots\dots\dots(4.28)$$

Donde M_{pr} es calculada siguiendo los procedimientos ya descritos. La capacidad de momento nominal como la obtenida usando el método 2 es recomendada por su simplicidad ya que sus valores son aptos para el diseño.

4.8) Diagrama de Flujo Procedimiento de Diseño

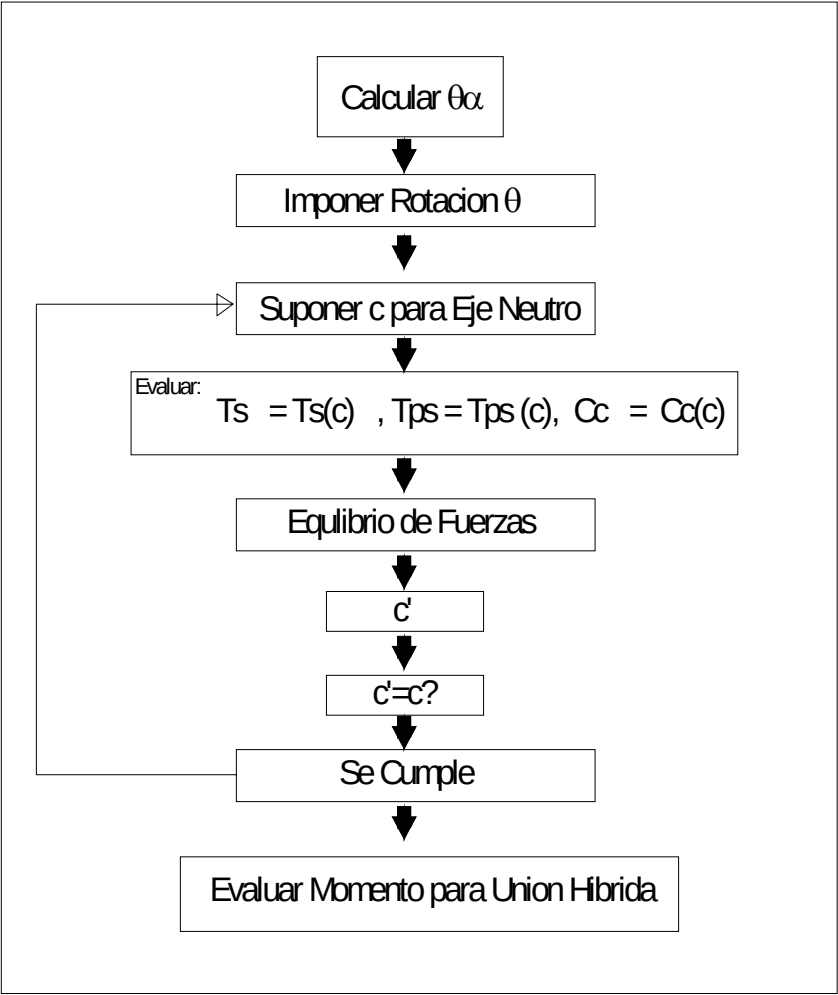


Fig 4.3 Diagrama de Flujo para iteración de valor “c”, para equilibrio de Fuerzas de Refuerzo Especial, Cable de Post-tensado y Compresión en el Hormigón.

Capítulo 5

Aplicación Práctica de Diseño de Uniones Híbridas para Edificio Prefabricado Según Normativa Chilena



Fig. 6.1 Edificio Prefabricado Diseñado con Unión Híbrida (Expo-Hormigón, Espacio Riesco).

5.1) Generalidades

El Uso de Uniones Híbridas para ensamble de elementos prefabricados Viga-Columna, yace principalmente su existencia, debido a la compatibilidad que éste brinda al funcionamiento de Marcos de Momentos Resistentes, frente a movimientos telúricos.

El documento NISTIR 5765, que describe este tipo de conexión, se basa sobre el diseño de éstas estructuras en zonas sísmicas descritas para los Estados Unidos según el código de diseño de edificios UBC, teniendo como punto de partida para su evaluación la aceleración sísmica y la tipificación de suelo, que dentro de dicha norma se obtiene dependiendo de la ubicación geográfica que tenga la estructura, para ese país.

El documento propone, para edificios en lugares de alta sismicidad y distintos tipos de suelo, que se encuentren fuera del registro del código UBC, que deberán considerar los correspondientes parámetros descriptivos del lugar, tanto de registros de movimientos sísmicos como de estandarización de suelos que se puedan obtener en las respectivas normativas locales.

En Chile, la normativa existente para el análisis sísmico de estructuras esta basado en la Norma NCh. 433 Of96 del INN, "Diseño Sísmico de Edificios", donde se establecen las disposiciones mínimas de exigencia para el diseño sísmico de edificios, con el objeto de que ellos sean capaces de resistir movimientos sísmicos de mediana intensidad y para el caso de un evento mayor, que la estructura sea capaz de evitar el colapso.

Dentro de los objetivos de ésta norma, se observa también la facultad de que los edificios deban limitar sus daños a elementos no estructurales, en caso de eventos moderados, al mismo tiempo todo esto cuenta con una clasificación de los edificios y estructuras, según su uso, importancia y riesgo de falla. La norma también incluye definiciones para el tipo de suelo de fundación, con parámetros que influirán en forma directa para el análisis del corte basal, al que seria expuesta la estructura.

A partir de los datos que proporciona la NCh. 433 Of. 96, se desarrollará el análisis de un “Edificio Prefabricado con Marcos de Momentos Resistentes” que será diseñado con, “Uniones Híbridas”. Ésta estructura tendrá un fin de uso habitacional y estará emplazado en la ciudad de Valdivia.

Debido a que las estructuras con Marcos Prefabricados de Hormigón Armado formadas con Uniones Híbridas, presentan el mismo comportamiento a sus similares de Marcos Monolíticos, hasta antes de que la interfase de abra, el diseño los elementos estructurales como vigas, columnas, y losas serán de forma similar y por lo tanto sus dimensiones coincidirán a cabalidad.

Con estas premisas se evaluará el comportamiento de las uniones híbridas para ésta zona, y su factibilidad de uso a partir de los requerimientos locales de diseño para estructuras con éste tipo de conexiones.

5.2) Diseño de Conexiones Híbridas para Edificio de Marcos Resistentes
Según los Requerimientos de NCh. 433 Of 96.

Para la demostración del método de diseño de las Uniones Híbridas, se considerará un edificio prefabricado, con destino de uso habitacional, el cual contará con las propiedades antes señaladas para el uso de estas conexiones.

Para comenzar se evaluará la estructura con las normas chilenas de diseño, y posteriormente se aplicarán la teoría de conexiones ya presentada.

- Diseño Estructural de Edificio

Proyecto : Edificio Habitacional
Ubicación : Valdivia, X Región, Chile.

5.2.1) Datos Generales

Piso	Destino	Superficie	Material
• Primero	habitacional	164 [m ²]	Hormigón Armado
• Segundo	habitacional	164 [m ²]	Hormigón Armado
• Tercero	habitacional	164 [m ²]	Hormigón Armado
• Cuarto	habitacional	164 [m ²]	Hormigón Armado

Total : 656 [m²]

Tabla 5.1 Detalles de Superficie y uso para cada Piso de la Estructura.

5.2.2) Estructuración

El Edificio será estructurado con marcos especiales resistentes a momentos, con dos marcos en sentido longitudinal y dos marcos en sentido transversal, a sus costados contara con muros culata prefabricados con sistema Tilt-UP, los que se ensamblaran a la losa con arranques desde el muro (espárragos), sus propiedades se basarán en los datos proporcionados por la tabla 2.2 del Capitulo 2 de esta memoria.

Para el diafragma rígido se utilizarán Losas Prefabricadas de tipo Pre-Tensada Ahuecadas, y se apoyarán simplemente sobre las vigas ya instaladas.

Para estas losas se considerarán las propiedades señaladas en la tabla 2.1 del Capítulo 2, a partir de las cuales se establecerán las condiciones de diseño.

Para cada piso se contará con una altura libre uniforme de 2.7 m, y las superficies correspondientes a cada nivel se describen en la tabla 6.1, ellas contarán con luces completamente libres y sin pilares intermedios.

Las dimensiones de los elementos pertenecientes a cada nivel para el marco se encuentran en la tabla 6.2.

<i>Piso</i>	<i>Columna</i>	<i>Entrepiso</i>	<i>V1 / Largo</i>	<i>Total V1</i>	<i>V2 / Largo</i>	<i>Total V2</i>
• <i>Primero</i>	C 60x60	300	60x55/520	6	60x45/880	2
• <i>Segundo</i>	C 60x60	300	60x55/520	6	60x45/880	2
• <i>Tercero</i>	C 60x60	300	60x55/520	6	60x45/880	2
• <i>Cuarto</i>	C 60x60	300	60x55/520	6	60x45/880	2

Tabla 5.2 Elementos Estructurales para Marco Híbrido por Piso.

A continuación se muestran las elevaciones y plantas del edificio:

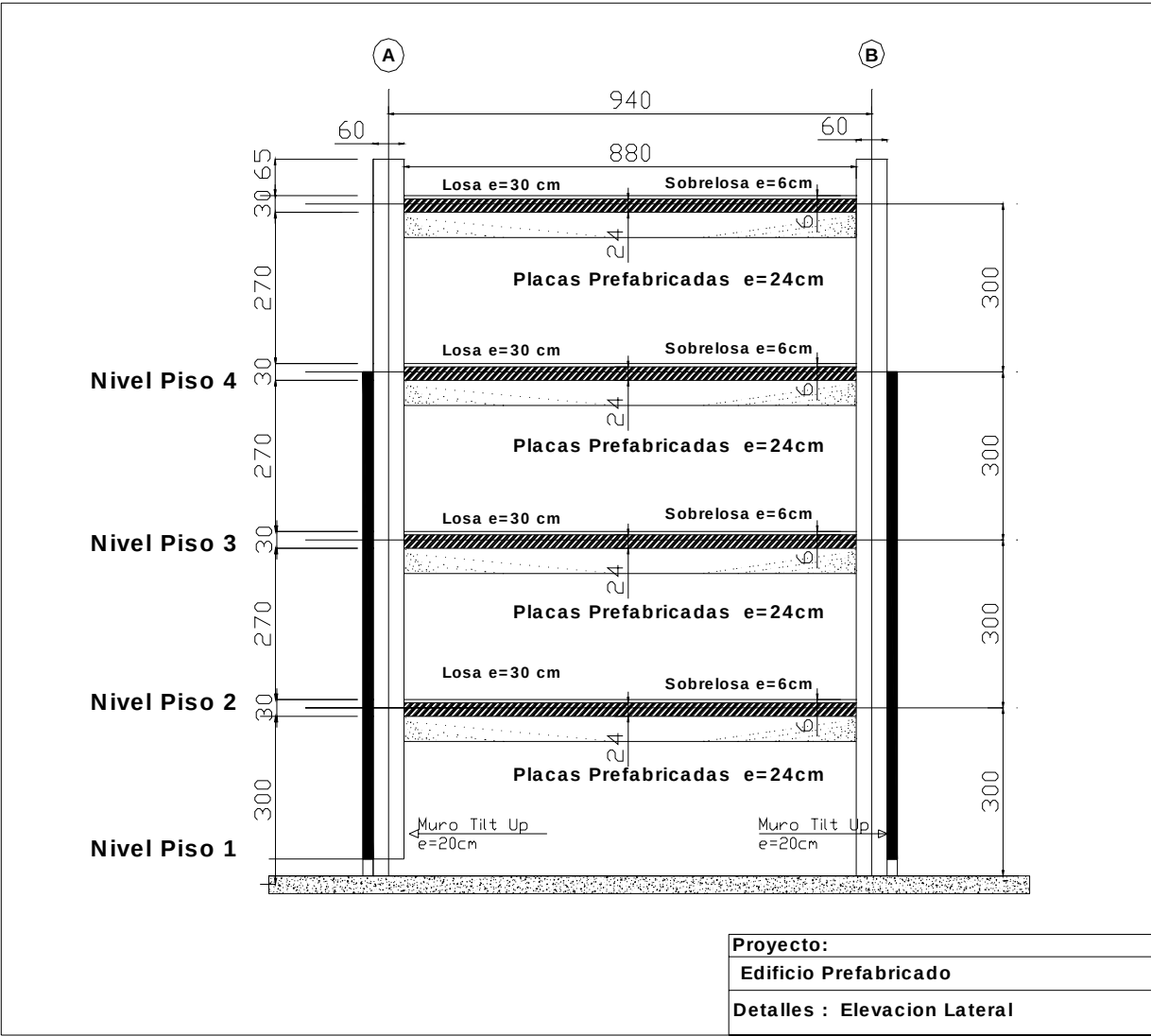
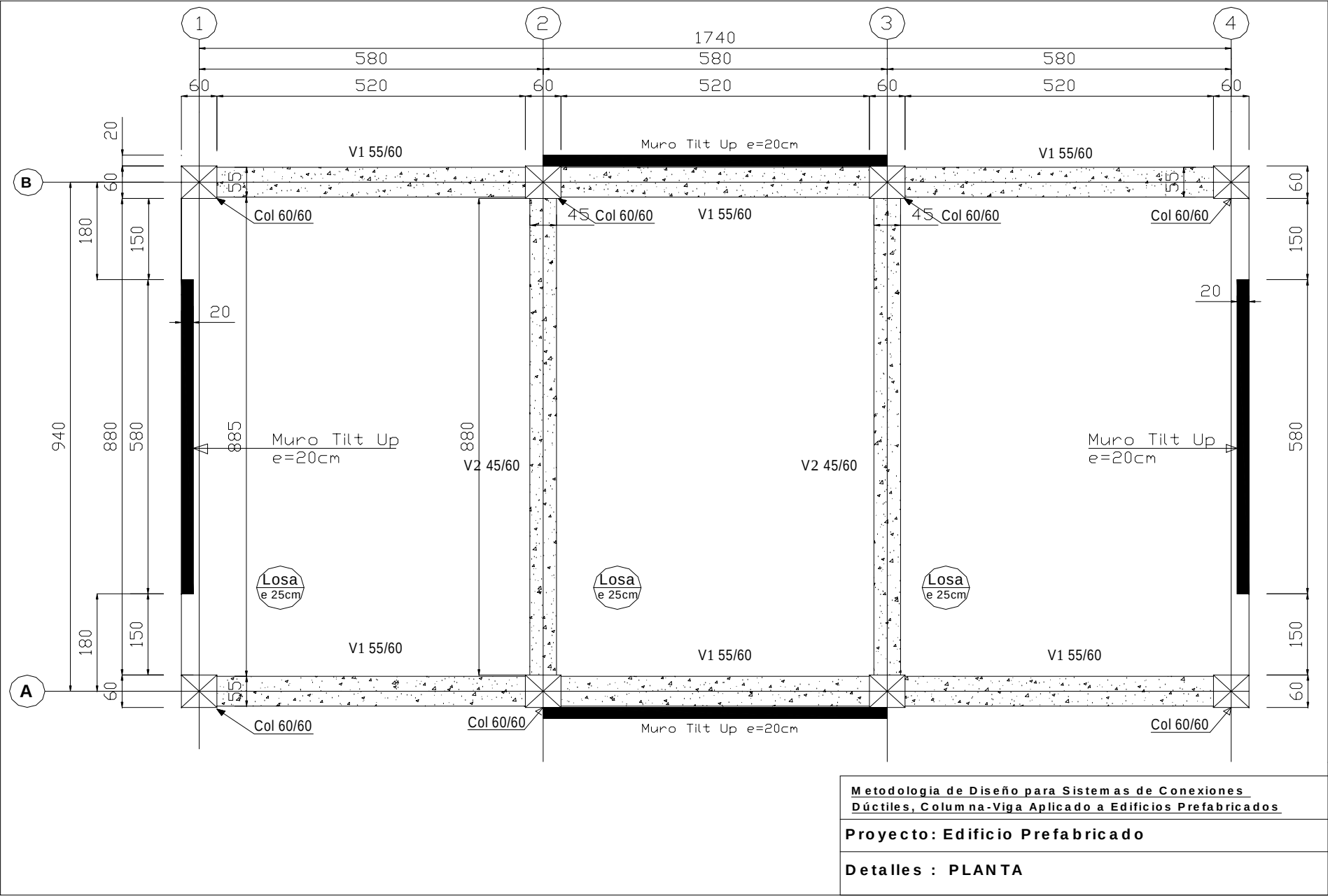
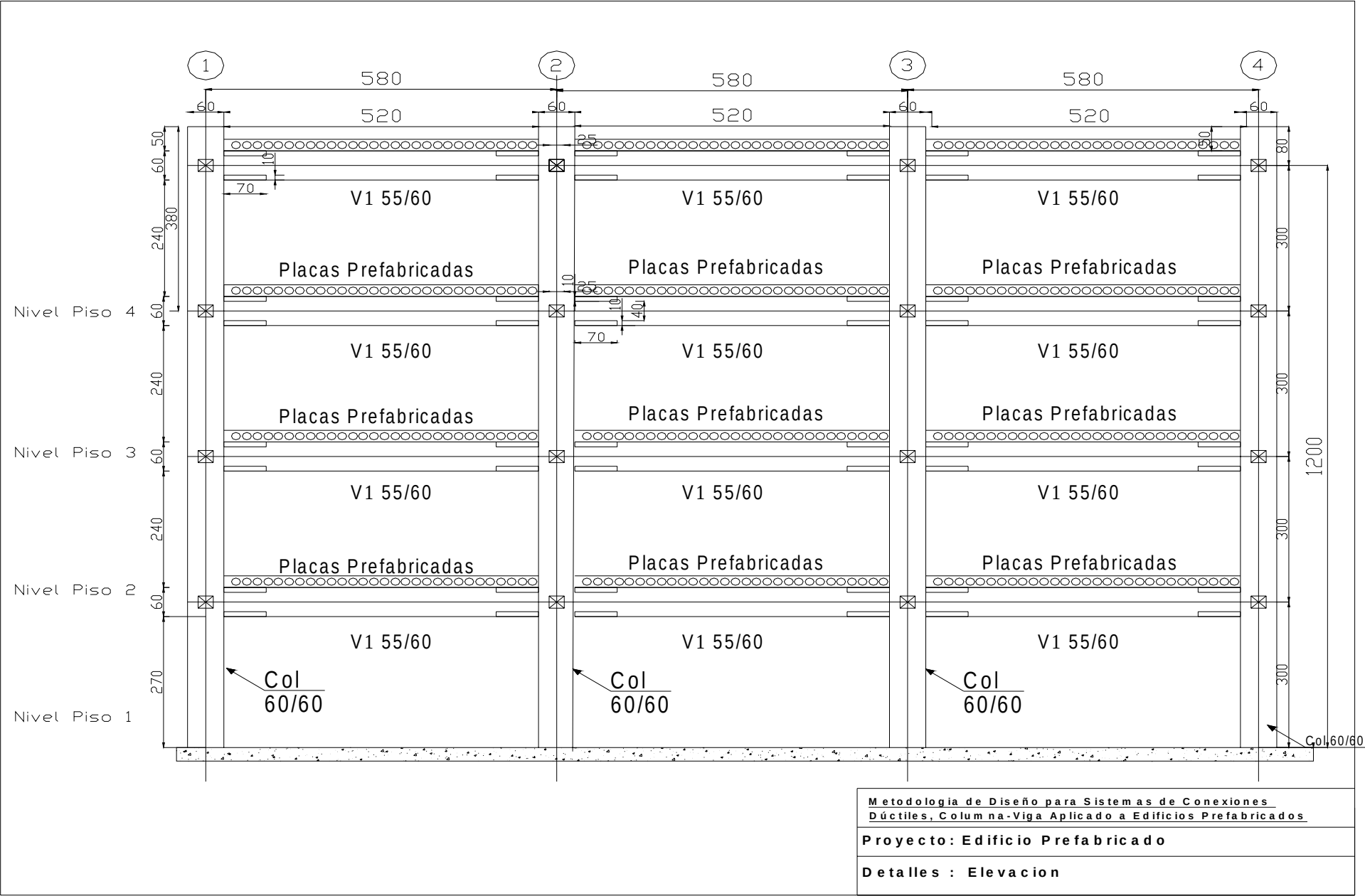


Fig. 5.1 Elevación Estructural para Edificio Habitacional. Se aprecian distribución de Elementos y sus dimensionamientos que se considerarán para aplicación de Conexiones Híbridas.





5.2.3) Materiales

Materiales	Resistencia	Uso
Hormigón	H30 – $f_c' = 250$ [kg/cm ²] (30Mpa), 90% NC	Pilares, Vigas, Sobrelosa
Acero Estructural	A63-42H $F_y = 4200$ [kg/cm ²]	Armaduras de HA.
Refuerzo Especial	A63-42H $F_y = 4200$ [kg/cm ²]	Conexión Híbrida
Cable de Post-Tensado	Tendón VSL $F_y = 19000$ [kg/cm ²]	Conexión Híbrida
Lechada Alta Resistencia	Epoxico SikA	Conexión Híbrida

Tabla 5.3 Descripción de materiales según su Uso.

- Propiedades:

- Acero Estructural y de Refuerzo Especial:

	Peso Específico	$\gamma = 7200$	[kg/m ³]
	Módulo de Elasticidad	$E = 2100000$	[kg/cm ²]
	Módulo de Poisson	$\nu = 0.25$	
	Módulo de Corte	$G = 875000$	[kg/cm ²]
Acero A63-42H.....	Esfuerzo de Fluencia	$F_y = 4200$	[kg/cm ²]
	Esfuerzo Último	$F_u = 6300$	[kg/cm ²]
Acero A44-28H.....	Esfuerzo de Fluencia	$F_y = 2800$	[kg/cm ²]
	Esfuerzo Último	$F_u = 4400$	[kg/cm ²]

- Hormigón Armado:

Peso Específico	$\gamma = 2400$	[kg/m ³]
Módulo de E	$E = 15100\sqrt{f_c'} = 237170$	[kg/cm ²]
Módulo de Poisson	$\nu = 0.15$	
Módulo de Corte	$G = 875000$	[kg/cm ²]

5.2.4) Solicitaciones

- Peso Propio
- Sobrecarga de Uso : de a acuerdo a NCH 1537.Of86,
“ Diseño Estructural de Edificios - Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso”
 - 200 [kg/m²], para zonas de Uso Habitacional.
 - 100 [kg/m²], para techo.
- Solicitación Sísmica de acuerdo a Norma Chilena NCh 433. Of 96 “Diseño Sísmico de Edificios”.

5.2.5) Diseño Estructural

- Diseño de Elementos de Hormigón Armado según el “Código de Diseño de Hormigón Armado ACI 318-99”.
- Diseño de Uniones Híbridas, en base al documento, NISTIR 5765
“Simplified Design Procerdure for Hybrid Precast Concrete Connections”, Stone William , Cheok Geraldine 1996.
- Capítulos 3 y 4 de este documento.
- SAP 2000 Programa de Diseño Estructural.

5.2.6) Propiedades del Suelo

Propiedades	Descripción
Tipo	Arena Saturada
C	0
γ	1900 [kg/m ³]
Clasificación Según Nch 433 Of 96	Suelo Tipo III

Tabla 5.4 Detalles sobre Categoría de Suelo para la Estructura, zona Valdivia.

5.2.7) Normas

CEMENTO

- NCh 148 Of.68 Cemento - Terminología, dosificación y especificaciones generales.
- NCh 158 Of.67 Cemento.-Ensayos de flexión y compresión de morteros de cemento.

ARIDOS

- NCh 163 Of 79 Áridos - para morteros y hormigones - Requisitos Generales
- NCh 1369 Of 78 Aridos - Determinación del desgaste de las gravas. Método de la máquina de Los Angeles.

ACERO

- NCh 217-211-210-204-203
- NCh 434 Of 70 Barras de Acero de Alta Resistencia en obras de hormigón armado.

HORMIGON

- NCh 170 Of 85 Hormigón. Requisitos Generales.
- NCh 171 Of.75 Hormigón. Extracción de muestras del hormigón fresco.
- NCh 1017 Of.75 Hormigón - confección y curado en obra de Probetas para Ensayos de compresión y tracción.
- NCh 433 Of 96 Diseño Sísmico de Edificios.
- Nch 1537 Of 86 Diseño Estructural de Edificios – Cargas permanentes y Sobrecargas de Uso.
- Nch 432 Of 96 Calculo de la Acción del Viento sobre las Construcciones.

5.2.8) Determinación Peso del Edificio

La determinación de los parámetros para el peso del edificio se hara en base a la siguiente tabla:

Material	Peso Específico
• Hormigón Armado	0.00025 [kgf-cm ³]
• Sobrelosa	0.00025 [kgf-cm ³]
• Acero	0.00072 [kgf-cm ³]

Tabla 5.5 Pesos Específicos de los Materiales.

A continuación se entrega una evaluación general del Peso Edificio, por cada nivel.

Elementos

- Placas

Según las Especificaciones las placas ahuecadas (tabla 2.1), tienen un peso por metro cuadrado, igual a, 300kg. De acuerdo a este dato se adaptará este valor al peso semejante dado por una losa de hormigón armado de igual peso.

Eso estaría dado por:

$$2500 \left[\frac{kg}{m^3} \right] \cdot 0,12 [m] = 300 \left[\frac{kg}{m^2} \right] \quad \text{Así entonces se podría determinar un espesor de 12 cm, para la losa.}$$

Para el peso total de la losa para cada nivel, se tendría:

Placas

$$\Rightarrow Pl = 0,12 [m] \cdot 17,4 [m] \cdot 9,4 [m] \cdot 2500 \left[\frac{kgf}{m^3} \right] = 49068 [kgf]$$

- Sobrelosa

Se considerará una sobrelosa de 6 cm. De acuerdo a la tabla 5.5, se tiene entonces:

Sobrelosa

$$\Rightarrow Sl = 17,4 [m] \cdot 9,4 [m] \cdot 0,60 [m] \cdot 250 \left[\frac{kgf}{m^2} \right] = 24534 [kgf]$$

- Muros

Se consideran las mismas cantidades hasta el tercer nivel, desde ahí habrá una reducción a la mitad de ellos.

Muros

$$\Rightarrow P_m = 0.2[m] \cdot 3[m] \cdot 5.8[m] \cdot 2500 \left[\frac{kgf}{m^3} \right] = 8700[kgf]$$

- Columnas

Para todos sus niveles tendrán las mismas dimensiones, y además serán prefabricadas.

Columnas

$$\Rightarrow P_c = 0.6[m] \cdot 0.6[m] \cdot 3[m] \cdot 2500 \left[\frac{kgf}{m^3} \right] = 2700[kgf]$$

- Vigas

Se tienen dos tipos de vigas, las que van a lo largo del marco V_1 , y las transversales V_2 .

Vigas

$$\Rightarrow P_{V_1} = 0.55[m] \cdot 0.6[m] \cdot 5.2[m] \cdot 2500 \left[\frac{kgf}{m^3} \right] = 4290[kgf]$$

$$\Rightarrow P_{V_2} = 0.45[m] \cdot 0.6[m] \cdot 8.8[m] \cdot 2500 \left[\frac{kgf}{m^3} \right] = 5940[kgf]$$

RESUMEN

Piso	Losa [kg-f]	Vigas [kg-f]	Pilar [kg-f]	Muro [kg-f]	Sobrelosa [kg-f]	Peso Total [kg-f]
• Primero	49068	37620	21600	34800	24534	167622
• Segundo	49068	37620	21600	34800	24534	167622
• Tercero	49068	37620	21600	34800	24534	167622
• Cuarto	49068	37620	21600	17400	8178	133866
Sumas	196272	150480	86400	121800	81780	636732

Tabla 5.6. Detalle de los Resultados de la Cubicación del Edificio.

- **Peso Sísmico Determinados Según la Norma NCh. 433 Of. 96**
Según la norma, para el calculo de las masas se deben considerar las cargas permanentes, mas un porcentaje de la sobrecarga de uso que no podrá ser inferior a un 25% para construcciones destinadas a la habitación privada, en base a esto se entrega la siguiente tabla que arroja, estos cálculos para la estructura.

Piso	Área Total [m²]	Peso Propio [T/m²]	Sobrecarga [T/m²]	SC Sísmica [T/m²]	P. Sísmico [kg-f]	MP Inercia [kg*s² *m]
• <i>Primero</i>	164	1.022	0.25	0.0625	177858	5796985
• <i>Segundo</i>	164	1.022	0.25	0.0625	177858	5796985
• <i>Tercero</i>	164	1.022	0.25	0.0625	177858	5796985
• <i>Cuarto</i>	164	0.62	0.1	0.025	105780	3447722
<i>Sumas</i>	656				639354	

Tabla 5.7. Pesos Sísmicos por Nivel del Edificio, Según NCh 433 Of 96.

5.2.9) Combinaciones de Carga

Se considerarán para el análisis sísmico las combinaciones de carga expuesta por la norma sísmica, además de las ya consideradas por el programa SAP 2000, para el Diseño de Estructuras de Hormigón Armado, según el Código ACI 318-99:

Caso	Peso Propio	Sobrecarga	Sismo en X	Sismo en Y
<i>Combo 1</i>	1.4	1.4	1.4	----
<i>Combo 2</i>	1.4	1.4	-1.4	----
<i>Combo 3</i>	1.4	1.4	----	1.4
<i>Combo 4</i>	1.4	1.4	----	-1.4
<i>Combo 5</i>	0.9	----	1.4	----
<i>Combo 6</i>	0.9	----	-1.4	----
<i>Combo 7</i>	0.9	----	----	1.4
<i>Combo 8</i>	0.9	----	----	-1.4
<i>Combo 9</i>	1.4	1.7	----	----

Tabla 5.8. Combinaciones de carga que la norma sísmica requiere para diseño de Edificios.

5.2.10) Modelación Dinámica de la Estructura

Para la modelación del Edificio de Marco Resistente a Momentos con Uniones Híbridas, se usará el programa de diseño SAP2000, al cual se le asignarán los correspondientes estados de carga según las disposiciones de las normas chilenas, , que nos permitirá obtener los esfuerzos axiales, de momento y de corte de los distintos elementos estructurales para así evaluar los esfuerzos que ocurren en las conexiones viga-columna del edificio, para posteriormente dar pie al diseño de las conexiones híbridas.

Para la modelación dinámica se realizará el análisis modal espectral según la norma Nch 433. Of96 donde primero se ingresara la geometría de la estructura con la correspondiente distribución de los elementos estructurales con sus secciones ya definidas según la tabla 5.2. En base a ello se crearan los elementos interconectados que darán lugar al marco.

- Diafragma Rígido

Según la teoría de diseño para este software, se debe ingresar para las losas un espesor para poder interpretar la influencia de ellas sobre la estructura. Como en este caso se usarán losas prefabricadas, el espesor correspondiente a sus propiedades no darían una estimación conveniente, ya que al ser ahuecadas existiría un vacío el cual el programa no sería capaz de distinguir. Si se considera además la existencia de la sobrelosa, no se tendría una conveniente evaluación del sistema. Entonces se tendría que considerar entonces la suma de sus pesos, sobre una misma distribución. Para la determinación de la masa sísmica se definirá un diafragma rígido sobre cada nivel del edificio, el cual en su centro se considerará el 25% de la sobrecarga de uso, que la norma sísmica establece para edificios habitacionales.

Así, para el análisis dinámico se tiene que considerar los siguientes puntos:

- Se considerarán tres grados de libertad por nivel, dos por Traslación y uno por Giro, con respecto al punto de centro de masas definido.
- La estructura es completamente de hormigón armado y en sus apoyos se encuentra empotrada.
- La estructura contará con un comportamiento similar al de un edificio de marcos Monolítico.
- Todos sus elementos se encontraran en un rango de comportamiento elástico.
- Se definirá un punto característico para la aplicación de las masas ubicado en el centro de gravedad del nivel.

Aplicando a la modelación, la estructuración de los marcos con respecto a las secciones dadas por la tabla 5.2, se da paso a la modelación dinámica del edificio que nos entregará los periodos fundamentales de vibración de la estructura.

La modelación ingresada al programa SAP 2000 correspondiente al edificio se puede ver en el apéndice 5.1.

A partir de esta modelación se determinaron los Períodos Fundamentales de Vibración para la Estructura. Ya que tenemos tres grados de libertad por piso determinaremos los 12 periodos, que serian:

Modo	Periodo (Sg)
1	0.0942
2	0.0738
3	0.059
4	0.0502
5	0.0261
6	0.0217
7	0.0212
8	0.0172
9	0.0149
10	0.0143
11	0.0142
12	0.0113

Tabla 5.9 Resultados de Los Periodos de la Estructura por modelación en SAP2000.

A partir de la tabla 5.9 se determina los periodos con mayor masa traslacional equivalente en la dirección X e Y. Entonces tenemos que:

Periodo

$\Rightarrow T_x = 0.0942\text{seg}$

Periodo

$\uparrow T_y = 0.0738\text{seg}$

5.2.14) Determinación de Espectro de Diseño Según La Norma Sísmica Chilena.

La Norma Sísmica Chilena define al espectro de diseño para un edificio con respecto a ciertas características que se deben regular conforme a los índices que dentro de ellas se requieren. Para la definición del espectro se acatará en forma implícita un amortiguamiento de un 5%.

Estos Parámetros que definirán el espectro de diseño serán:

1) Zonificación Sísmica

La norma permite definir el tipo de movimiento sísmico según el lugar geográfico donde este emplazada la estructura, para este caso el domicilio de la estructura estará ubicado en la ciudad de Valdivia, Campus-Miraflores, Universidad Austral de Chile.

El cual según la Norma Sísmica se encuentra para una Zona Tipo III. Entonces la aceleración sísmica correspondiente para esta clasificación será:

$A_0 = 0.4g$

2) Efecto de Suelo de Fundación.

Parámetro	Definición
✦ Tipo de Suelo	Se determina en base ensayos In-Situ.Según Norma I, II, III, IV
✦ S	Depende del Tipo de Suelo.
✦ T ₀	Periodo de Suelo en Segundos.
✦ T'	Periodo en segundos.
✦ n	Índice asociado al modo de Vibración.
✦ p	Parámetro que se entrega según Tipo de Suelo.

Tabla 5.10. Índices de Descripción para Suelos según Norma Sísmica Chilena.

Para el análisis se determina un suelo tipo III, al considerar esta descripción se acude a la norma sísmica la que arroja los siguientes valores para los parámetros antes señalados.

S	T ₀ (seg)	T' (seg)	n	p
1.2	0.75	0.85	1.8	1.0

Tabla 5.11. Parámetros de Suelo acordados para la Estructura según NCH 433 Of96.

3) Clasificación de Edificios

La estructura será destinada con un fin habitacional, por lo tanto según la Norma NCh. 433 Of 96 correspondería a la categoría C. A partir de esto se determinara el coeficiente de importancia.

$I = 1,0$

4) Valores Máximos de los Factores de Modificación de la Respuesta, Según Tipo de Estructura.

Para este caso se define:

- R = Factor de Modificación de respuesta estructural (análisis estático);
- R_o = Factor de Modificación de la Respuesta Estructural (análisis Modal Espectral)

El sistema estructural definido para el edificio, es de marcos de hormigón armado Prefabricado, ya que dentro de la norma no se especifica un parámetro de R y R_o, específicamente definido para este caso se determinará, a partir de la cláusula que da la norma para cualquier tipo de estructura o material que no pueda ser definido dentro de las categorías dadas.

Así:

R = 2

R_o= 3 , (se elegirá mínimo valor, de la lista dada por la norma).

Con estos parámetros ya acordados y definidos se podrá dar pie a la construcción del espectro sísmico correspondiente para la estructura de marcos con uniones híbridas.

Espectro de Diseño

La norma establece las siguientes ecuaciones para la definición de la curva de aceleración sísmica que afectará al recinto.

Se define así:

$$S_a = \frac{I \cdot A_o \cdot \alpha}{R^*} \dots\dots\dots(5.1)$$

donde :

- α : Corresponde al valor del **Factor de Amplificación** para cada modo de vibrar n, y se define como:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^3} \dots\dots\dots(5.2)$$

Con:

- T_n = Periodo de vibrar del modo n.
- $T_{o,p}$ = Parámetros que se entregan por la norma según el Tipo de Suelo.

- R^* : Corresponde al valor del **Factor de Reducción** , y está definido por:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_o + \frac{T^*}{R_o}} \dots\dots\dots(5.3)$$

Se define así:

- T^* = Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección del Análisis.
- R_o = Factor de Modificación de la Respuesta Estructural (Análisis Modal Espectral).

Ahora se procede a evaluar las expresiones, con lo que tenemos en resumen la siguiente tabla:

RESUMEN

Parámetro		Valor Según Norma		
A _o		0.4 g		
I		1		
R		2		
R _o		3		
Clasificación de Suelos Tipo III				
S	T ₀ (seg)	T'(seg)	n	p
1.2	0.75	0.85	1.8	1.0

Tabla 5.12. Determinación de Parámetros para Espectro de Diseño.

Ya definidas las variables que intervienen en el sistema se procederá a evaluar la curva de aceleración con respecto a cada una de las direcciones X e Y, del sistema. Como ya se determinaron los valores de los periodos fundamentales de vibración de la estructura, donde:

Periodo

$T_x = 0.0942seg$

Periodo

$T_y = 0.0738seg$

A continuación se elabora entonces las curvas correspondientes para los espectros sísmicos.

Espectro de Diseño Sísmico para Dirección X del Movimiento

- Se tiene: $T_x= 0.0942$ Seg.

Categoría Edificio	C
Zona Sísmica	3
Tipo de Suelo	III
Coefficiente Ro	3
$T^* =$	0.07

Tx	Sa/g
0.0	0.212
0.1	0.339
0.2	0.458
0.3	0.558
0.4	0.626
0.5	0.655
0.6	0.645
0.7	0.609
0.8	0.556
0.9	0.498
1.0	0.441
1.1	0.388
1.2	0.341
1.3	0.301
1.4	0.266
1.5	0.236
1.6	0.210
1.7	0.188
1.8	0.169
1.9	0.152
2.0	0.138
2.1	0.126
2.2	0.115
2.3	0.105
2.4	0.097
2.5	0.089

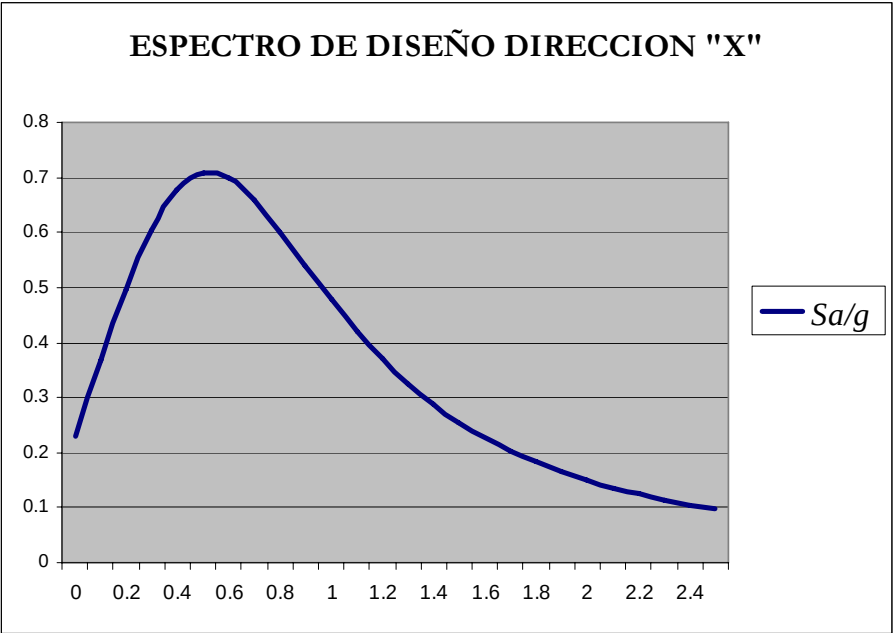


Fig.5.8 Gráfico de Espectro de Diseño Según NCh 433 Of 96 para ubicación Valdivia y Suelo tipo III, en la Dirección "X", de la Estructura.

Espectro de Diseño Sísmico para Dirección Y del Movimiento

- Se tiene: $T_y = 0.0738$ Seg.

Categoría Edificio	C
Zona Sísmica	3
Tipo de Suelo	III
Coefficiente R_o	3
$T^* =$	0.07

T_y	Sa/g
0.0	0.230
0.1	0.367
0.2	0.496
0.3	0.605
0.4	0.678
0.5	0.709
0.6	0.699
0.7	0.659
0.8	0.602
0.9	0.539
1.0	0.477
1.1	0.420
1.2	0.370
1.3	0.326
1.4	0.288
1.5	0.255
1.6	0.227
1.7	0.203
1.8	0.183
1.9	0.165
2.0	0.150
2.1	0.136
2.2	0.124
2.3	0.114
2.4	0.105
2.5	0.097

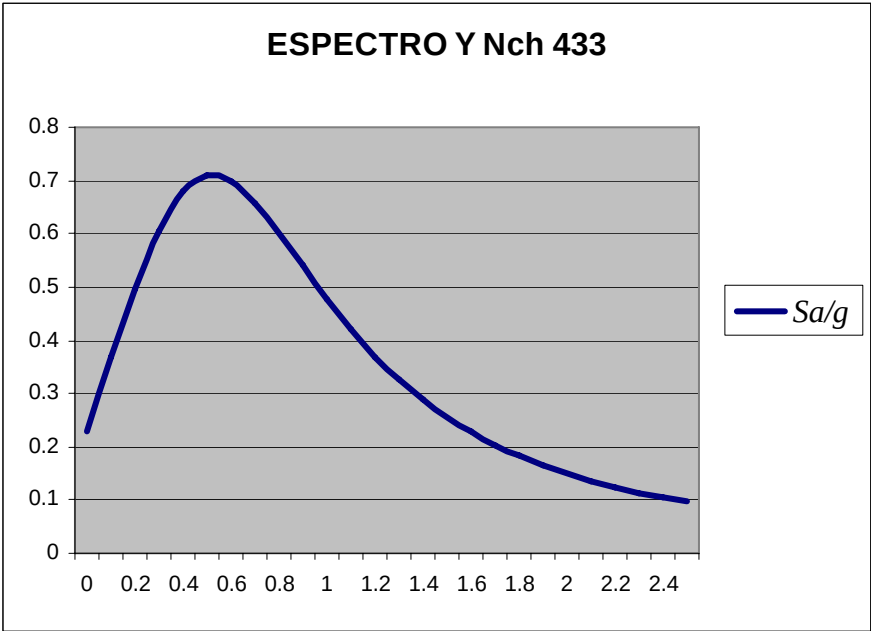


Fig.5.9 Gráfico de Espectro de Diseño Según NCh 433 Of 96 para ubicación Valdivia y Suelo tipo III, en la Dirección “Y”, de la Estructura.

Estos son los Espectros de Diseño que la Norma Sísmica Chilena requiere que sean evaluados para una Estructura que se encuentre en la Zona 3 y con un suelo de Fundación de Tipo III.

5.2.14) Control de Esfuerzo de Corte Basal por Acción Sísmica

La Norma Sísmica Chilena propone exige satisfacer ciertos límites para la evaluación del Esfuerzo de Corte Basal para las estructuras que se diseñen con respecto a sus requisitos.

Entiéndase por Corte Basal, a la fuerza que se aplicará al edificio sobre su base, debido al espectro de diseño que se halla determinado según la zona a que sea emplazado. Estos límites serán dados por las siguientes expresiones:

1) Esfuerzo de Corte Basal Mínimo:

$$Q_{BASAL_MÍNIMO} = \frac{I \cdot A_o \cdot P}{6g} = 42400[kgf]$$

La norma establece que si la componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que 42400 kgf, los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las sollicitaciones de los elementos estructurales deberían multiplicarse por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance al valor señalado como mínimo.

2) Esfuerzo de Corte Basal Máximo:

$$Q_{BASAL_MÍNIMO} = I \cdot C_{MAX} \cdot P \quad \text{donde, } C_{MAX}, \text{ se define, para un } R=2,$$

$$C_{MAX} = \frac{0,9 \cdot S \cdot A_o}{g} = 0,432, \quad \text{así se obtiene:}$$

$$Q_{BASAL_MÁXIMO} = 275.068[kgf]$$

El Esfuerzo de Corte Basal Resultante no necesita ser mayor que Q_{MAX} , por lo tanto en un caso de que ocurriera se debería multiplicar por un factor tal que determine que sea 275 Ton, su máximo Esfuerzo de Corte Basal.

5.2.14) Evaluación Espectros de Diseño para Corte Basal.

Se deben determinar los esfuerzos de corte basal para verificar que se encuentren dentro del rango expuesto por la Sección 5.2.12. Para ello se determinó a partir de la modelación dinámica de la estructura dos archivos en SAP 2000 que incluyen los Espectros de Diseño evaluados en la Sección 5.2.11, para la dirección del movimiento sísmico en la dirección X e Y de la Estructura en cuestión.

- Torsión Accidental:

La Norma establece que se debe considerar un momento de torsión sobre el punto donde se aplique el movimiento sísmico o establecer un punto de excentricidad al cual sea desplazada la masa de cada piso. Para el desarrollo del diseño se tomará la segunda opción la cual creará el efecto de torsión exigido.

Los cálculos de las excentricidades estarían dados por:

- Sismo Dirección X con Excentricidad

Excentricidad $e = \pm 0,05b_{ky}$, así tenemos,

$$e = \pm 0.05 \cdot 1000 \text{ cm} = 50 \text{ cm}.$$

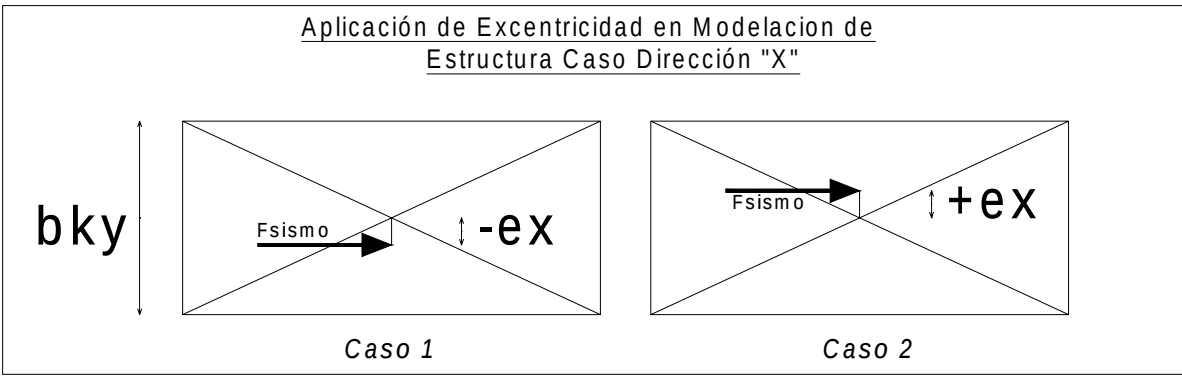


Fig.5.10 Esquema de Aplicación por Piso de Fuerza Sísmica en Modelación de la Estructura para Acción de Espectro Sísmico "X" en SAP2000.

- Sismo Dirección Y con Excentricidad

Excentricidad $e = \pm 0,05b_{kx}$, así tenemos,

$$e = \pm 0,05 \cdot 1800\text{cm} = 90\text{cm}.$$

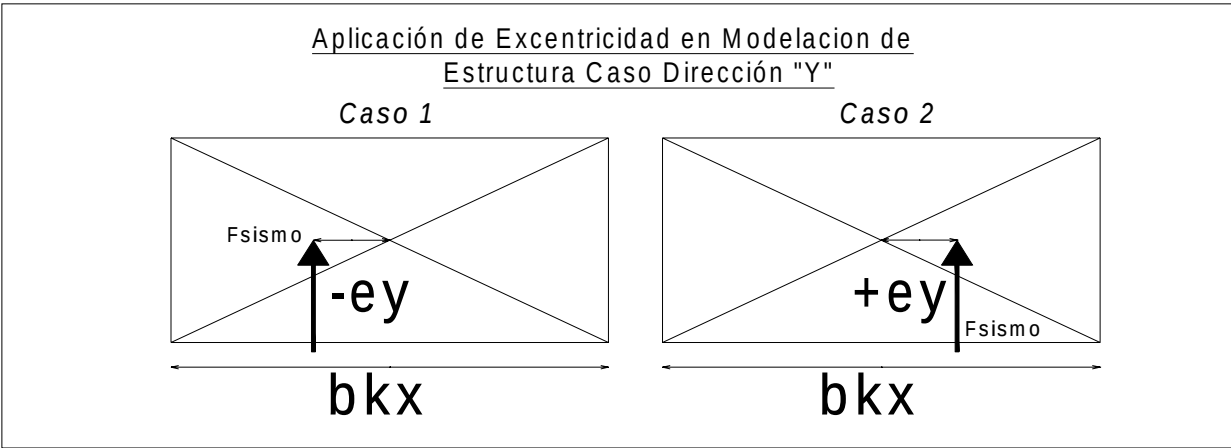


Fig.5.11 Esquema de Aplicación por Piso de Fuerza Sísmica en Modelación de la Estructura para Acción de Espectro Sísmico "Y" en SAP2000.

Una vez resueltas las disposiciones antes mostradas, tanto para las aplicaciones del Espectro Sísmico en el centro de gravedad, como en el caso de excentricidades se evaluó los esfuerzos de cortes que este efecto arroja sobre las estructuras mediante el análisis en SAP 2000.

Entonces se obtuvieron, las siguientes Fuerzas Sísmicas Basales:

- Sismo Dirección X

$$Q_{BASAL} = 162,4[Ton]$$

- Sismo Dirección Y,

$$Q_{BASAL} = 189,6[Ton]$$

Como se puede apreciar las Fuerzas satisfacen el rango exigido según la Norma Sísmica Chilena para los esfuerzos de corte mínimo y máximo, ya definidos en la Sección 5.2.12, por lo tanto no se debe aplicar ningún factor de modificación ya que la estructuración cumple la regla.

5.2.14) Control de Deformaciones Sísmicas

La Norma establece que para las estructuras que se regulen mediante el análisis sísmico aquí expuesto, deben contar con una deformación máxima no mayor al 2‰ de la altura de entrepiso. Ya resuelta la modelación con el espectro sísmico en cada dirección, se aprecian los valores para los desplazamientos sobre cada punto de importancia definido arbitrariamente, donde se denota un comportamiento claro para el movimiento de la estructura.

Ahora se entregan los puntos determinados para el edificio, donde se evaluaron los desplazamientos.

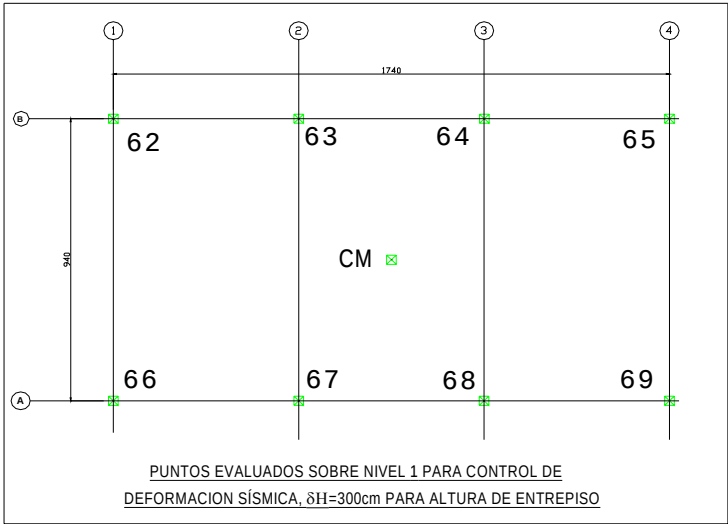


Fig.5.12 Puntos Definidos del Primer Nivel para Evaluación de Desplazamientos.

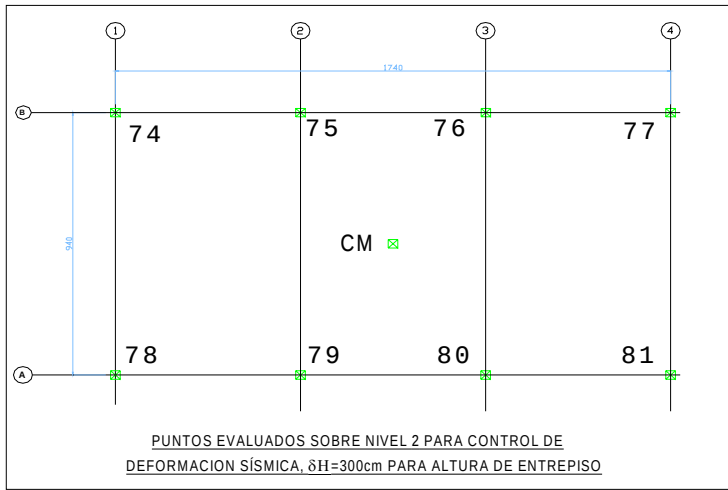


Fig.5.13 Puntos Definidos del Segundo Nivel para Evaluación de Desplazamientos.

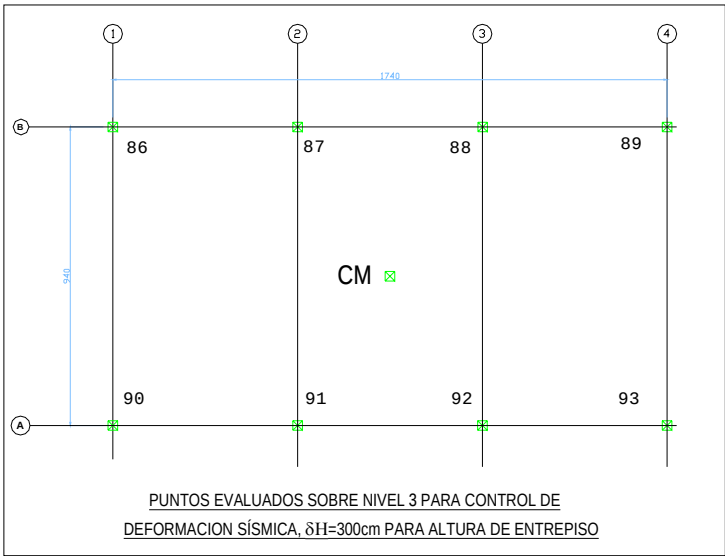


Fig.5.14 Puntos Definidos del Tercer Nivel para Evaluación de Desplazamientos.

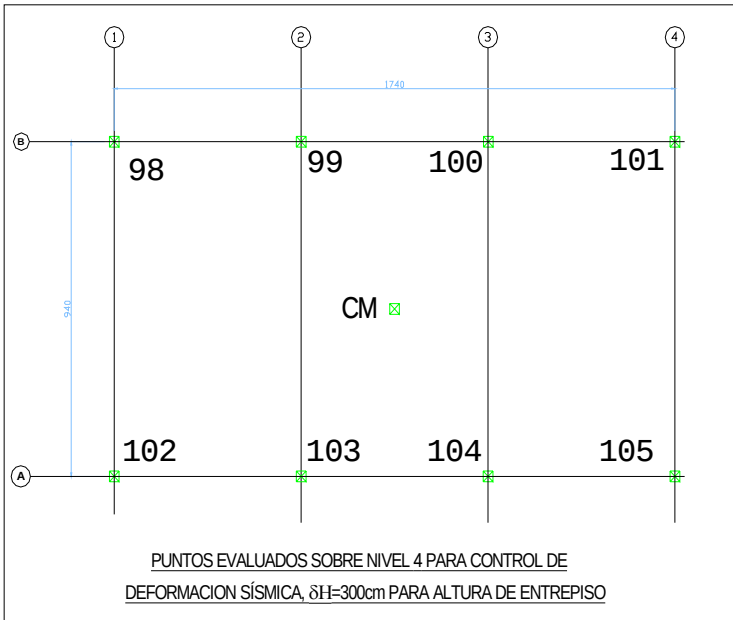


Fig.5.15 Puntos Definidos del Cuarto Nivel para Evaluación de Desplazamientos.

Determinación de Valores para Desplazamientos en cada Nivel por efecto de Sismo Dirección “X”.

<i>Piso</i>	<i>Punto</i>	<i>Ux</i>	<i>Uy</i>	<i>Uz</i>	<i>Sismo</i>
Cuarto	102	0,00301	0,000055	0,000072	Sismo X
Tercero	90	0,00115	0,000039	0,000061	Sismo X
Segundo	78	0,00068	0,000023	0,000043	Sismo X
Primero	66	0,00027	0,000008	0,000023	Sismo X
Suelo	0	0	0	0	Sismo X
<i>Piso</i>	<i>Punto</i>	<i>Ux</i>	<i>Uy</i>	<i>Uz</i>	<i>Sismo</i>
Cuarto	105	0,00301	0,000055	0,000072	Sismo X
Tercero	93	0,00115	0,000039	0,000061	Sismo X
Segundo	81	0,00068	0,000023	0,000043	Sismo X
Primero	69	0,00027	0,000008	0,000023	Sismo X
Suelo	0	0	0	0	Sismo X
<i>Piso</i>	<i>Punto</i>	<i>Ux</i>	<i>Uy</i>	<i>Uz</i>	<i>Sismo</i>
Cuarto	98	0,00301	0,000055	0,000072	Sismo X
Tercero	86	0,00115	0,000039	0,000061	Sismo X
Segundo	74	0,00068	0,000023	0,000043	Sismo X
Primero	62	0,00027	0,000008	0,000023	Sismo X
Suelo	0	0	0	0	Sismo X
<i>Piso</i>	<i>Punto</i>	<i>Ux</i>	<i>Uy</i>	<i>Uz</i>	<i>Sismo</i>
Cuarto	101	0,00301	0,000055	0,000072	Sismo X
Tercero	89	0,00115	0,000039	0,000061	Sismo X
Segundo	77	0,00068	0,000023	0,000043	Sismo X
Primero	65	0,00027	0,000008	0,000023	Sismo X
Suelo	0	0	0	0	Sismo X

Tabla 5.13. Determinación de Desplazamientos por carga Sísmica de Espectro de Diseño dirección X.

Para Puntos de Centro de Masa en cada Nivel

Piso	Punto	Ux-CM	Uy-CM	Uz-CM	Sismo
Cuarto	CM	0.00304	0	0	Sismo Y
Tercero	CM	0.000117	0	0	Sismo Y
Segundo	CM	0.00069	0	0	Sismo Y
Primero	CM	0.000274	0	0	Sismo Y
Suelo	0	0	0	0	Sismo Y

Tabla 5.14. Determinación de Desplazamientos por carga Sísmica de Espectro de Diseño dirección X en centro de masas.

Determinación de Valores para Desplazamientos en cada Nivel por efecto de Sismo Dirección “Y”.

Piso	Punto	Ux	Uy	Uz	Sismo
Cuarto	102	0,000329	0,00195	0,00008	Sismo Y
Tercero	93	0,000304	0,00145	0,000058	Sismo Y
Segundo	78	0,00024	0,00088	0,000035	Sismo Y
Primero	66	0,00013	0,000343	0,000013	Sismo Y
Suelo	0	0	0	0	Sismo Y
Piso	Punto	Ux	Uy	Uz	Sismo
Cuarto	105	0,00037	0,00022	0,0008	Sismo Y
Tercero	93	0,00034	0,00165	0,000058	Sismo Y
Segundo	81	0,00027	0,00101	0,000035	Sismo Y
Primero	69	0,000156	0,00039	0,000013	Sismo Y
Suelo	0	0	0	0	Sismo Y
Piso	Punto	Ux	Uy	Uz	Sismo
Cuarto	98	0,000329	0,00195	0,00008	Sismo Y
Tercero	86	0,000304	0,00145	0,000058	Sismo Y
Segundo	74	0,00024	0,00088	0,000035	Sismo Y
Primero	62	0,00013	0,000343	0,000013	Sismo Y

Piso	Punto	Ux	Uy	Uz	Sismo
Cuarto	101	0,00037	0,00022	0,0008	Sismo Y
Tercero	89	0,00034	0,00165	0,000058	Sismo Y
Segundo	77	0,00027	0,00101	0,000035	Sismo Y
Primero	65	0,000156	0,00039	0,000013	Sismo Y
Suelo		0	0	0	Sismo Y

Tabla 5.15. Determinación de Desplazamientos por carga Sísmica de Espectro de Diseño dirección Y.

Para Puntos de Centro de Masa en cada Nivel

Piso	Punto	Ux-CM	Uy-CM	Uz-CM	Sismo
Cuarto	CM	0	0.0021	0	Sismo Y
Tercero	CM	0	0.000156	0	Sismo Y
Segundo	CM	0	0.00095	0	Sismo Y
Primero	CM	0	0.000368	0	Sismo Y
Suelo	0	0	0	0	Sismo Y

Tabla 5.16. Determinación de Desplazamientos por carga Sísmica de Espectro de Diseño dirección Y en centro de masas.

Al mismo tiempo se observarán los puntos definidos bajo las cargas sísmicas definidas para el análisis según la norma sísmica chilena dadas por la Tabla 5.8.

Los puntos de mayor desplazamientos serian:

Piso	Punto	Ux-CM	Uy-CM	Uz-CM	Combo
Segundo	78	0.000636	0	-0.000185	Comb 2
Tercero	90	0.00072	0	-0.000125	Comb 1
Tercero	93	0	0.00092	0	Comb 4
Tercero	89	0.00285	0	-0.00074	Comb 5
Segundo	0	0	0.000874	-0.000246	Comb 8

Tabla 5.17. Máximos Desplazamientos registrados por las combinaciones de carga.

Los parámetros definidos por la Norma sísmica Chilena dicen, que para el máximo desplazamiento consecutivo entre dos pisos medido en el centro de masas, en cada una de las direcciones del análisis deben ser menores a $0,002H$, donde H sería la altura de entrepiso. Así también que el máximo desplazamiento entre dos puntos consecutivos medido en cualquier punto de la planta no debe exceder en más de $0.001h$.

Para eso se obtienen los valores mencionados y son comparados con las diferencias expuestas en las tablas anteriores para verificar si se cumple el requisito.

Entonces:

$$Altura = 3m$$

$$\Delta_{MAX} = 3 \cdot 0.002 = 0.006$$

Como se puede comprobar los valores mostrados en las Tablas se encuentran dentro del rango.

5.2.15 Diseño de Elementos Estructurales

Para ésta Sección se dará énfasis al resultado de las cuantías y distribuciones de las armaduras, para la constitución de cada una de las piezas del marco de momentos resistentes. Ello con el objeto de dejar establecida la información primordial para observar bajo de que proporciones de acero se estarían controlando los diseños de los elementos Viga-Columna, por las combinaciones de cargas que la norma NCH 433 Of96 establece, y que se muestran en la Tabla 5.8 y el Apéndice 5.4 y 5.5.

A partir de la modelación del Análisis Dinámico de la Estructura, se ingresaron los Espectros Sísmicos correspondientes a la zona de Valdivia mostrados en la Fig. 5.8 y Fig. 5.9, de esta Sección, donde se representan las curvas de Aceleración Sísmica que el programa asumirá para el análisis Modal Espectral. Para el Espectro Sísmico se aplicó una combinación Modal con el Método CQC y una amortiguación igual al 5%, según indica la norma.

Entonces ahora una vez ya aplicados los requisitos de la Norma de Diseño Sísmico para Edificios NCh. 433 Of96, se verificarán los resultados para los esfuerzos que se obtendrán a partir de las combinaciones de cargas ya señaladas a partir del Software SAP 2000, que indicarán tanto para el diseño de los elementos como para el de las conexiones, las fuerzas que se deberán cubrir para un correcto comportamiento de la estructura ya normalizada.

Este programa considera para el Diseño de Estructuras de Hormigón Armado el Código de Diseño ACI 318-99, el cual respondería a los requerimientos de distribución de armaduras para cada uno de los elementos.

5.2.15.1 Distribución de Elementos Estructurales Según Nivel.

Por cada nivel se congratuló a cada elemento con un nombre a fin de establecer sus esfuerzos e identificarlos de forma más clara.

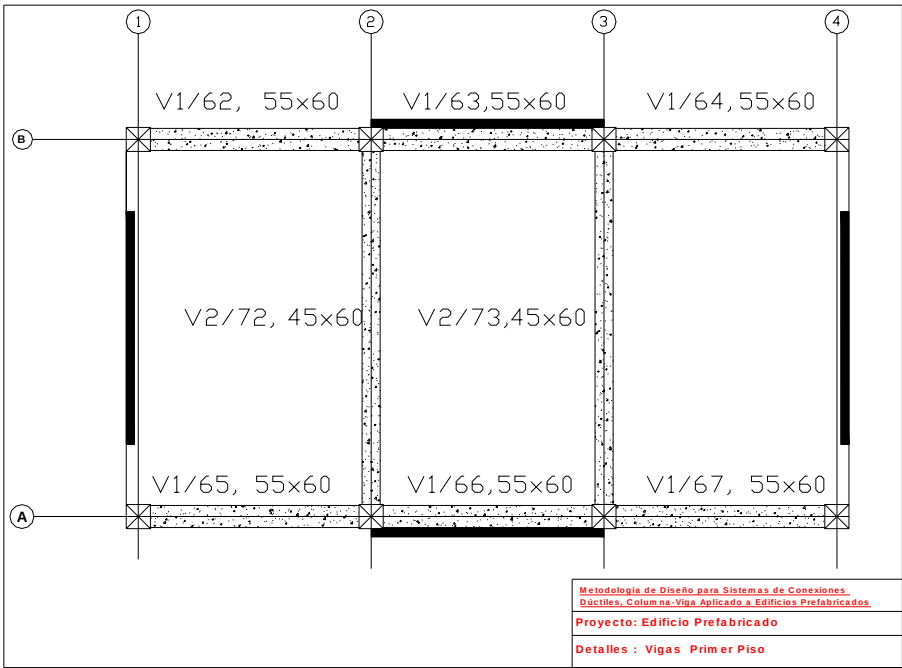


Fig. 5.16. Nomenclatura para Vigas Piso 1.

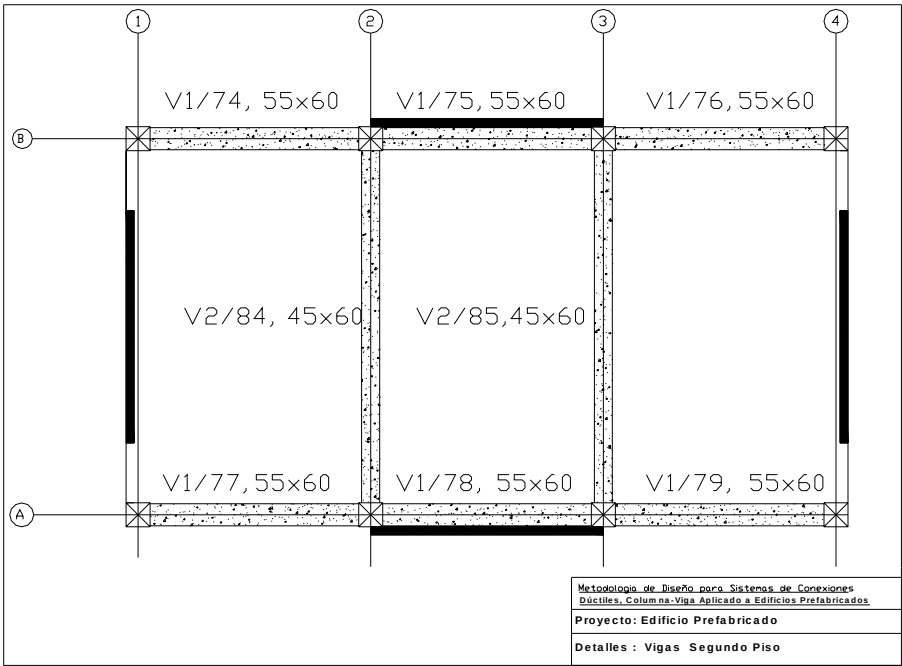


Fig. 5.17. Nomenclatura para Vigas Piso 2.

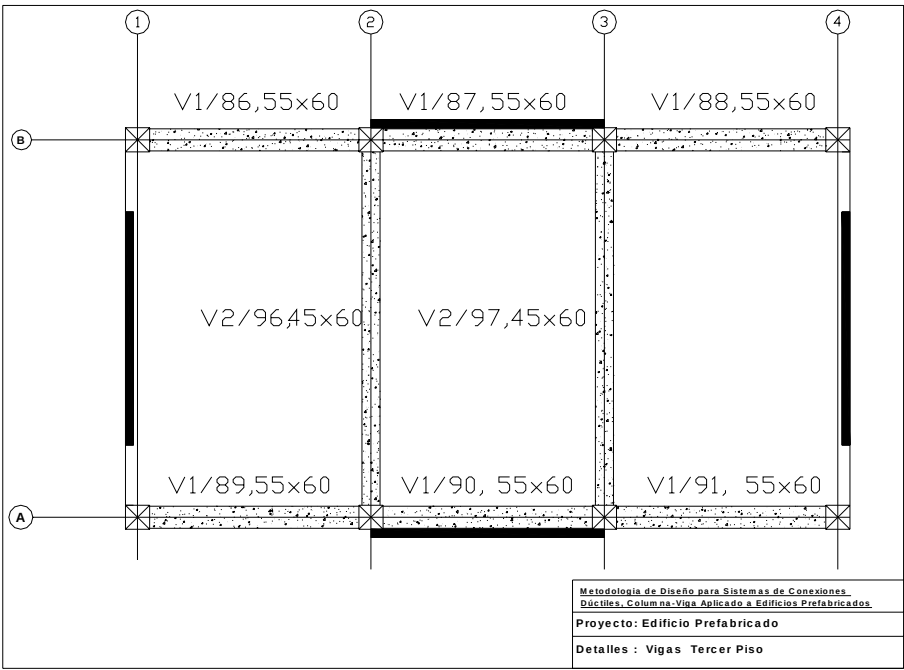


Fig.5.18.
Nomenclatura para
Vigas Piso 3.

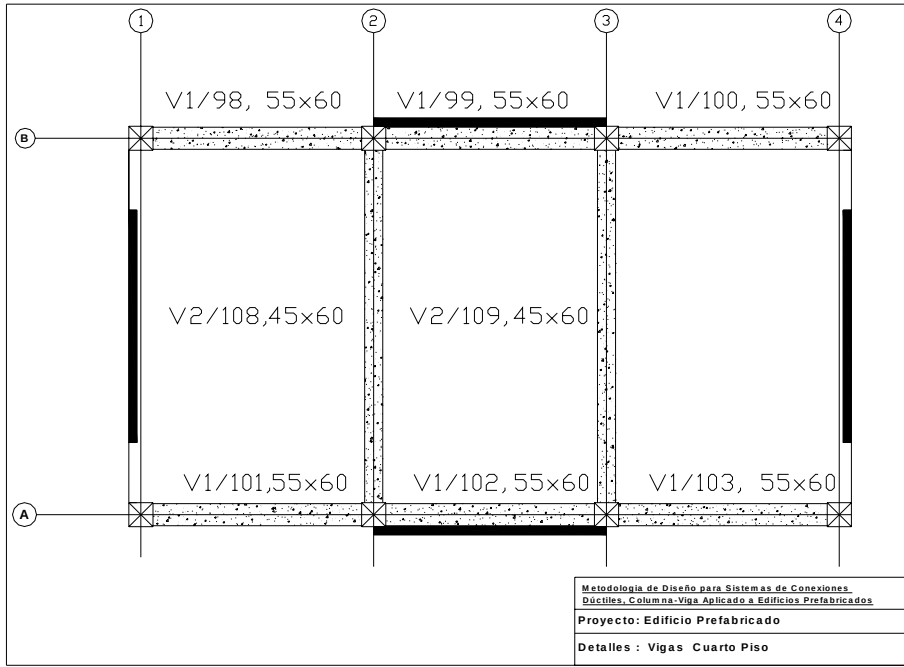


Fig.5.19.
Nomenclatura
para Vigas
Piso4.

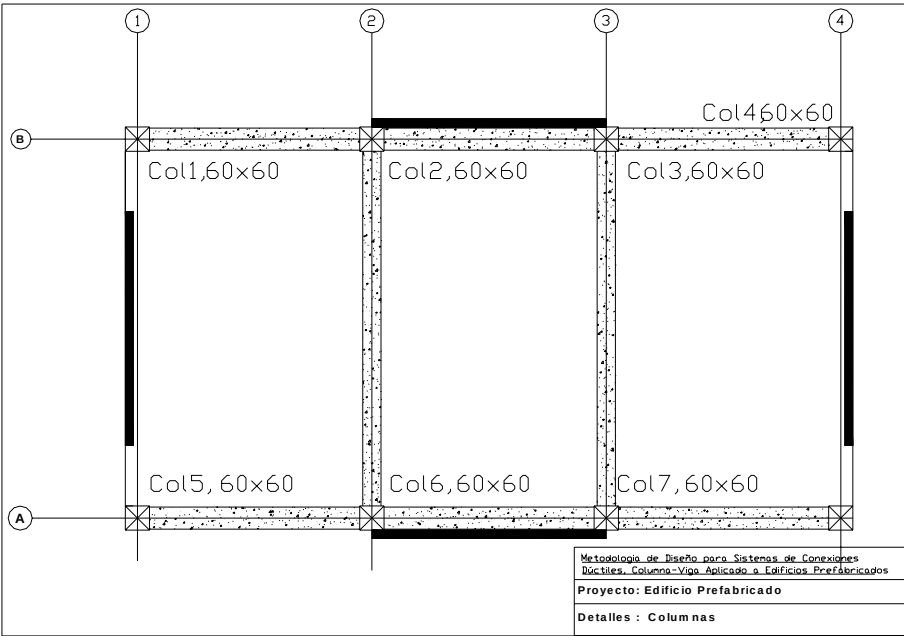


Fig.5.20.
Nomenclatura
para Columnas

Aplicación

5.2.15.2 Diseño de Vigas del Edificio de Marcos de Momentos Resistentes.

En la siguiente tabla se muestran las envolventes de esfuerzos de las vigas más solicitadas ordenadas según sección.

Sección	Piso	Viga	Item	P [Ton]	V2 [Ton]	V3 [Ton]	T [Ton]	M2 [Ton-m]	M3 [Ton-m]
55 / 60	4º	V1 / 98	ValorMin	0	-21.87	0	-1.26	0	-33.32
			CasoMin	Comb1	Comb1	Comb7	Comb3	Comb1	Comb1
			ValorMax	0	23.33	0	-0.55	0	14.55
			CasoMax	Comb2	Comb1	Comb1	Comb5	Comb1	Comb1

Tabla 5.18 Valores de Máximos de Esfuerzos Registrados para las Vigas Tipo V1, bajo Combinaciones de Carga según norma sísmica NCH 433Of96.

Sección	Piso	Viga	Item	P [Ton]	V2 [Ton]	V3 [Ton]	T [Ton]	M2 [Ton-m]	M3 [Ton-m]
45 / 60	2º	V2 / 85	ValorMin	0	-10.56	0	-0.03	0	-17.66
			CasoMin	Comb1	Comb3	Comb1	Comb7	Comb1	Comb3
			ValorMax	0	10.56	0	0	0	8.95
			CasoMax	Comb1	Comb3	Comb1	Comb9	Comb1	Comb3

Tabla 5.19 Valores de Máximos de Esfuerzos Registrados para las Vigas Tipo V2, bajo Combinaciones de Carga según norma sísmica NCH 433Of96.

- Diseño en Flexión

- Armadura Longitudinal ACI 21.3.2.1

La cuantía de la armadura longitudinal ρ , debe estar entre los valores ρ_{MIN} y ρ_{MAX} , definidos como:

$$\rho_{MIN} = \max \left\{ \frac{14}{f_y}, \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \right\} \dots\dots\dots(5.4)$$

$$\rho_{MIN} = \max \left\{ \frac{14}{4200}, \frac{\sqrt{250}}{4 \cdot 4200} \right\} = 0.0033$$

$$\rho_{MAX} = 0.025 \dots\dots\dots(5.5)$$

- Diseño por Esfuerzo de Corte

- Armadura Transversal por Corte Capítulo 11 ACI 318-99

El diseño por la resistencia de corte debe estar controlado por:

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots(5.6)$$

La resistencia de Corte está dada por la ecuación:

$$V_n = V_s + V_c \dots\dots\dots(5.7)$$

La resistencia al corte proporcionada por la armadura transversal debe cumplir con:

$$V_s \geq \frac{V_{Diseño}}{\phi} \dots\dots\dots(5.8)$$

donde : $\phi= 0.85$

La resistencia al corte de la armadura transversal se calcula mediante (ACI11.5.6.2):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{\phi} \dots\dots\dots(5.9)$$

Fuera de las Zonas donde se espera fluencia, es decir donde se espere un comportamiento elástico , se permite considerar el aporte de la resistencia del hormigón V_c , definido por (ACI 11.3.1.1):

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(5.10)$$

El espaciamiento s de la ecuación (5.9) debe cumplir con los siguientes requisitos:

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} d_{bl.}/4 \\ 8\phi_{menorlongitudinal} \\ 24\phi \\ 30cm \end{array} \right\} \dots\dots\dots(5.11)$$

• RESULTADOS SAP 2000

En la siguiente tabla se determinan las cuantías entregadas por el análisis en SAP 2000, para las vigas V1.

ACI 318-99 BEAM SECTION DESIGN									
Type: Sway Special Units: Kgf-cm									
Frame	ID	98							
Station	Loc	580.000							
Section	ID	VIGA1							
Combo	ID	COMB2							
L=580.000									
B=55.000	D=60.000	bf=55.000	ds=0.000	dct=6.000	dcb=6.000				
E=210000.000	fy=4200.000	fc=250.000	fcs=250.000	fys=4200.000					
DESIGN MOMENTS, M3									
			Positive	Negative	Special	Special			
			Moment	Moment	+Moment	-Moment			
			0.000	-3332391.2	1666195.610	-3332391.2			
FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, M3									
			Required	+Moment	-Moment	Minimum			
			Rebar	Rebar	Rebar	Rebar			
Top	(+2 Axis)		17.324	0.000	17.324	9.943			
Bottom	(-2 Axis)		9.943	8.397	0.000	9.943			
SHEAR REINFORCEMENT FOR SHEAR, U2									
		Design	Shear	Shear	Shear	Shear			
		Rebar	Uu	phi*Uc	phi*Us	Up			
		0.045	29823.238	21167.742	8655.495	12517.096			

Tabla 5.20 Análisis de Esfuerzos para Viga V1/98, de Resultados de Cuantías para Refuerzos Longitudinal y Transversal en SAP 2000.

Asimismo se determinan mediante la modelación las cuantías necesarias para la viga Tipo V2.

ACI 318-99 BEAM SECTION DESIGN										Type: Sway Special		Units: Kgf-cm	
Frame	ID	85											
Station	Loc	940.000											
Section	ID	VIGA2											
Combo	ID	COMB4											
L=940.000													
B=45.000		D=60.000		bf=45.000		ds=0.000		dct=6.000		dcb=6.000			
E=210000.000		fy=4200.000		fc=250.000		fcs=250.000		fys=4200.000					
DESIGN MOMENTS, M3													
				Positive Moment		Negative Moment		Special +Moment		Special -Moment			
				0.000		-1806120.24		903060.122		-1806120.24			
FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, M3													
				Required Rebar		+Moment Rebar		-Moment Rebar		Minimum Rebar			
Top		(+2 Axis)		9.192		0.000		9.192		8.136			
Bottom		(-2 Axis)		6.009		4.507		0.000		6.009			
SHEAR REINFORCEMENT FOR SHEAR, U2													
				Design Rebar		Shear Uu		Shear phi*Uc		Shear phi*Us		Shear Up	
				0.000		14196.013		17319.062		0.000		4399.643	

Tabla 5.21 Análisis de Esfuerzos para Viga V2/85, de Resultados de Cuantías para Refuerzos Longitudinal y Transversal en SAP 2000.

5.2.15.3 Diseño de Columnas del Edificio de Marcos de Momentos Resistentes.

El diseño de las columnas debe cumplir con los requerimientos del ACI 21.4 debido a que todas las columnas pertenecen a un marco resistente a cargas sísmicas. El diseño de marcos especiales resistentes a momento del ACI requiere que se desarrolle el mecanismo de falla mostrado en la figura y evitándose la formación de piso blando.

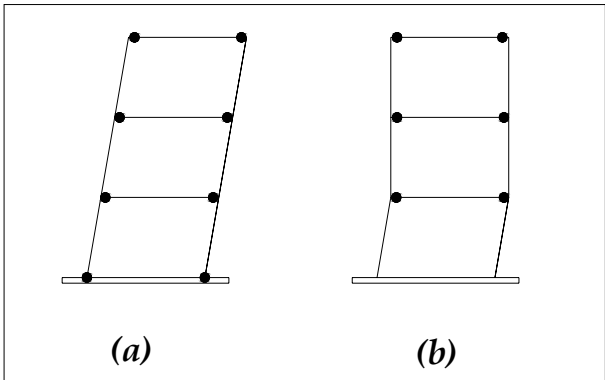


Fig. 5.21 (a) Mecanismo de Falla del ACI 318-99.
(b) Mecanismo de Falla no deseado de Piso Blando.

Para lograrlo el ACI estipula que:

Las columnas deben ser más resistentes, que las vigas con las que interceptan en el plano (*viga-débil, columna-fuerte*). Este requerimiento se impone mediante el cumplimiento de la ecuación (ACI 21.4.2.2):

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_g \dots\dots\dots(5.13)$$

Donde:

- $\sum M_c$: Suma de los momentos en las caras del nudo correspondientes a la resistencia nominal a flexión de las columnas. La resistencia a la flexión de la columna debe determinarse con las cargas axiales mayoradas, consistentes con la dirección de las fuerzas laterales consideradas que de la menor resistencia a la flexión.
- $\sum M_g$: Suma de los momentos en las caras del nudo correspondientes a la resistencia nominal a flexión de las vigas.

Las resistencias a flexión deben sumarse de tal forma que los momentos de las columnas se opongan a los momentos de las vigas.

- Armadura Longitudinal ACI 21.4.3.1

El límite inferior de la cuantía de la armadura longitudinal obedece a la necesidad controlar las deformaciones dependientes del tiempo y para que el momento de fluencia exceda al de agrietamiento. El límite superior de la cuantía es para limitar la congestión de acero y para limitar las grandes tensiones de corte asociado.

Los limites de la cuantía de acero deben cumplir con el requisito de la ecuación (5.14):

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06 \dots\dots\dots(5.14)$$

En la Tabla 5.19, se muestran los Valores Máximos y Mínimos

Sección	Área Sección [cm²]	As mínima [cm²]	As máxima [cm²]
Columna 60x60	3600	36	216

Tabla 5.22 Áreas Máximas y Mínimas obtenidas para la sección 60x60 de la columna de Marco de Momentos Resistentes según la ecuación (5.14), dada por ACI 318-99.

A partir del Análisis efectuado por la modelación de la estructura en el programa SAP 2000 se determinaron, las cuantías correspondientes para cada una de las columnas. Se pudo verificar que todas las columnas estarían superando las solicitaciones con una armadura mínima de 36 cm². En el Apéndice 5.4 y 5.5 se muestran las cuantías para cada una de ellas.

ACI 318-99 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kgf-cm						
Frame ID	146					
Station Loc	0.000					
Section ID	COLUMNA					
Combo ID	COMB5					
L=300.000						
B=60.000 D=60.000 dc=4.000						
E=210000.000 fy=4200.000 fc=250.000 fcs=250.000 fys=4200.000						
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3						
	Rebar	Design	Design	Design	Minimum	Minimum
	Area	Pu	M2	M3	M2	M3
	36.000	24824.398	18036.576	563445.357	82516.299	82516.299
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
		Cm	Delta_ns	Delta_s	K	L
		Factor	Factor	Factor	Factor	Length
	Major Bending(M3)	0.528	1.000	1.000	1.000	300.000
	Minor Bending(M2)	0.609	1.000	1.000	1.000	300.000
SHEAR DESIGN FOR U2,U3						
		Design	Shear	Shear	Shear	Shear
		Rebar	Vu	phi*Uc	phi*Us	Up
	Major Shear(U2)	0.199	39751.093	0.000	39751.093	39751.093
	Minor Shear(U3)	0.199	39751.093	0.000	39751.093	39751.093

Tabla 5.23 Análisis de Esfuerzos para columna Tipo de Resultados de Cuantías para Refuerzos Longitudinal y Transversal en SAP 2000.

5.2.15.4 Definición de Armaduras para Vigas y Columnas, para Marco de Momentos Resistentes.

Después de haber hecho el análisis en SAP 2000 y bajo el criterio de Diseño de Hormigón Armado ACI 318-99, las armaduras de los elementos para el Marco de Momentos Resistentes serian las siguientes.

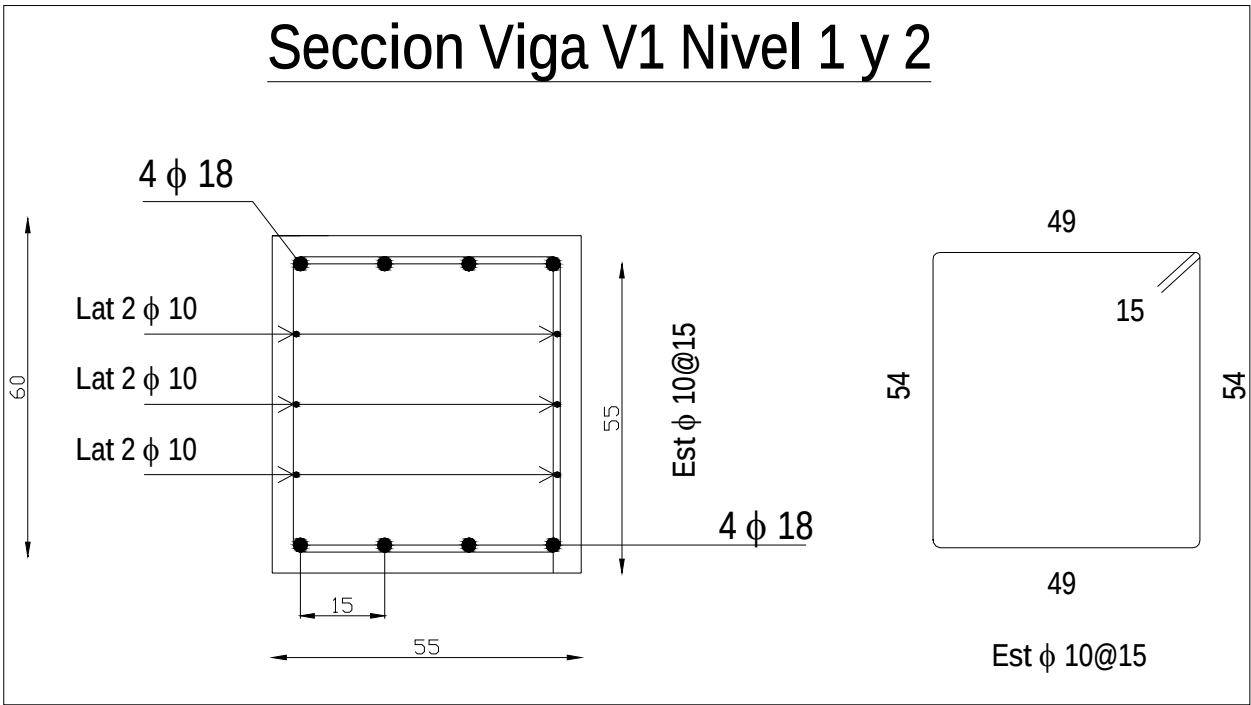


Fig. 5.22. Se determinan las Armaduras de Refuerzo para las vigas Tipo V1 correspondientes al Primer y Segundo Piso.

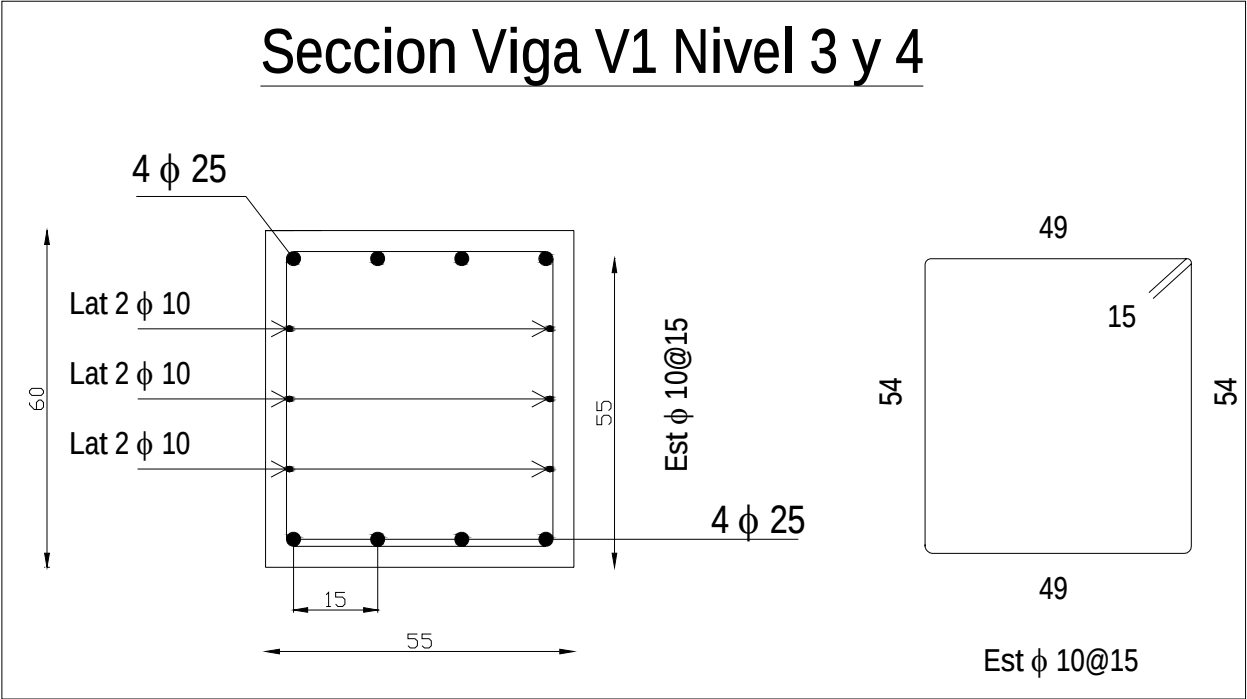


Fig. 5.23. Armaduras de Refuerzo para las Vigas Tipo V1 correspondientes al Primer y Segundo Piso.

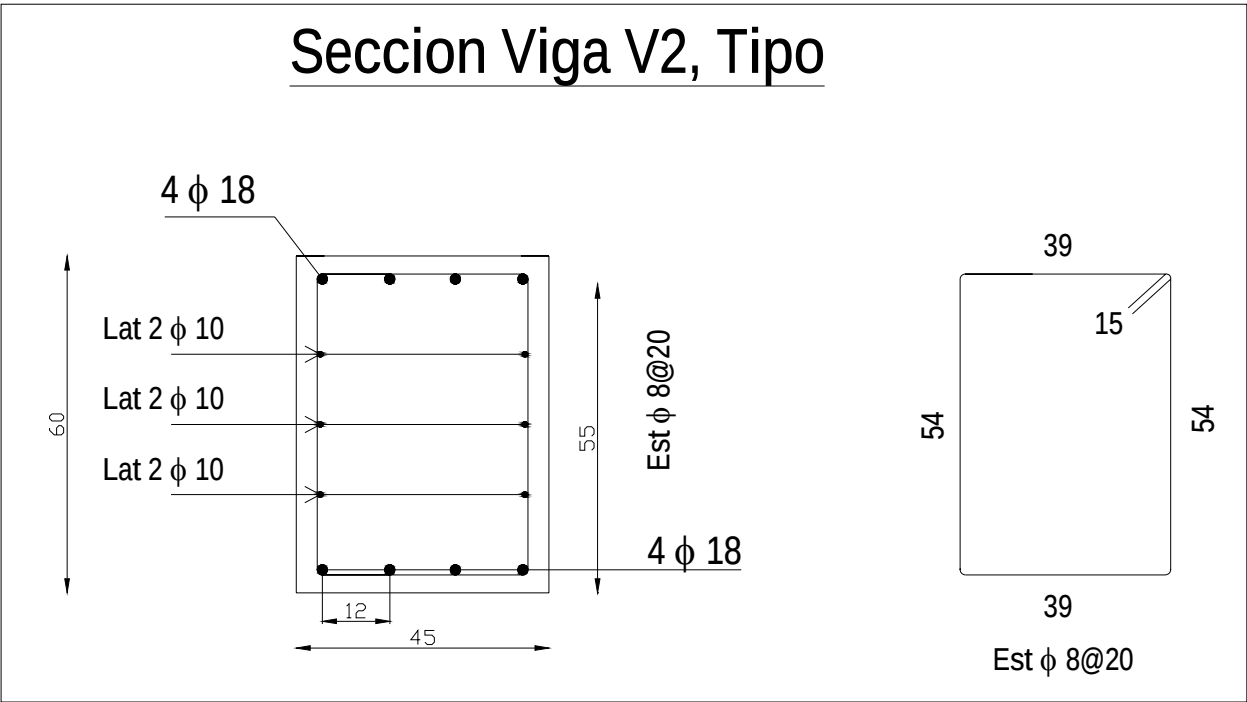


Fig. 5.24. Armaduras de Refuerzo para las Vigas Tipo V2, para los cuatro Niveles.

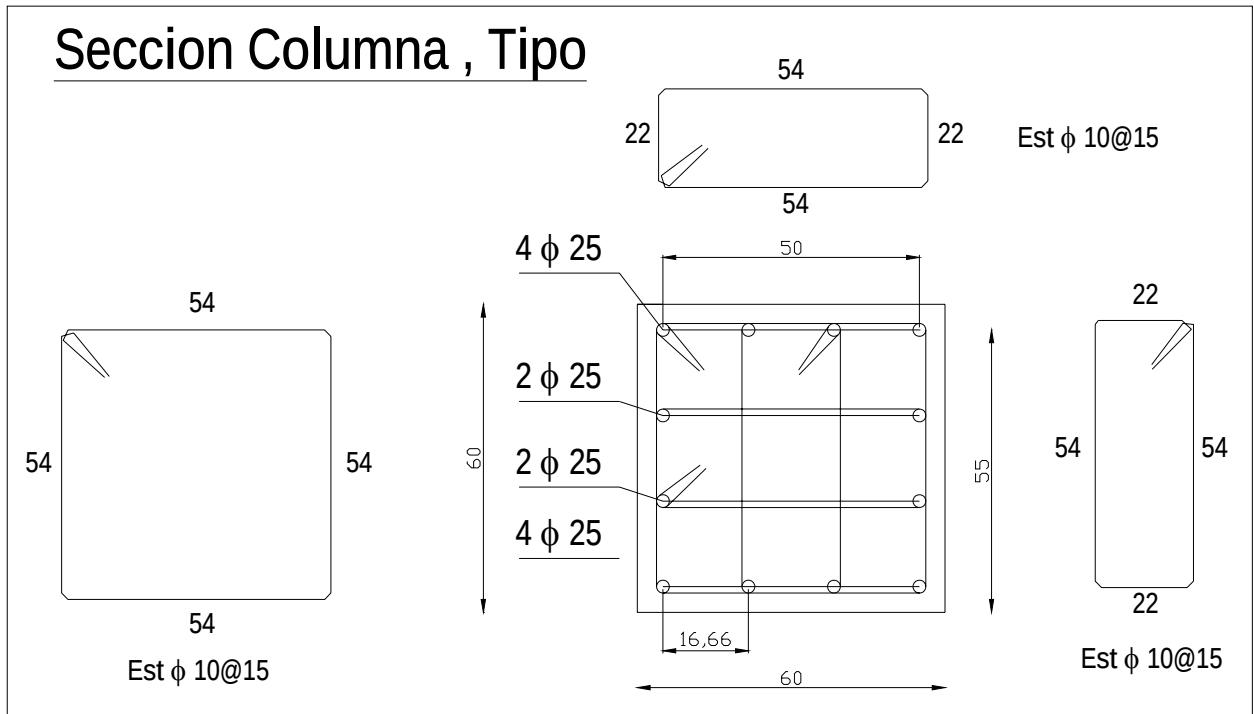


Fig. 5.25. Armaduras de Refuerzo para las Columnas Tipo del Marco.

Las secciones de los elementos prefabricados Viga V1 y V2, y para las Columnas se diseñan bajo los mismos requisitos como para los marcos de momentos resistentes según el código de diseño ACI 318-99, controlado por las cláusulas referentes al diseño sísmico del Capítulo 21. Ello debido al comportamiento ya descrito del marco de momentos con conexiones híbridas, donde el sistema es similar hasta el punto donde la interfase de unión se abre, para ello se debe determinar ahora los esfuerzos máximos de cada nivel y de cada unión para ver cual controla el esfuerzo mayor, y desde ahí determinar las reparticiones de enfierradura especial y de cable post-tensado necesario para que aquello ocurra.

5.3) Diseño de Uniones Híbridas para Edificio de Marcos Resistentes

Dentro del análisis que se ha efectuado al edificio se ha podido controlar el orden de los esfuerzos que se han producido en los puntos de ensamble de los elementos viga-columna, ahora se procederá a diseñar las distribuciones geométricas y la cantidad de cada tipo de material para el sistema de unión.

Para ello a continuación se muestran los valores para esfuerzos de Corte y de Momentos máximos registrados en cada punto del edificio, los puntos están identificados en base a las figuras 5.12,5.13,5.14,5.15, de este Capítulo.

5.3.16.1 Tablas de Esfuerzos

- **Vigas V1**

Las mayores solicitaciones para los puntos de empalme Viga-Columna para las Vigas V1 del Marco de Conexiones Híbridas serían:

Nodo	Piso	Corte 2-2 Máx. [Ton]	Momento3-3 Máx. [Ton-m]	Giro Asociado Radianes
62	Primero	-17.73	-18.73	+0.000397
63	Primero	18.78	-21.59	-0.000182
64	Primero	-18.78	-21.59	+0.000182
65	Primero	17.73	-18.73	-0.000397
66	Primero	-17.73	-18.73	+0.000397
67	Primero	18.78	-21.59	-0.000182
68	Primero	-18.78	-21.59	+0.000182
69	Primero	17.73	-18.73	-0.000397

Nodo	Piso	Corte 2-2 Máx. [Ton]	Momento3-3 Máx. [Ton-m]	Giro Máx. Radianes
75	Segundo	+18.69	-21.66	-0.000192
76	Segundo	-18.69	-21.66	+0.000192
77	Segundo	+17.95	-19.25	-0.000322
78	Segundo	-17.95	-19.25	0.000322
79	Segundo	+18.69	-21.66	-0.000192
80	Segundo	-18.69	-21.66	+0.000192
81	Segundo	+17.95	-19.25	-0.000322
86	Tercero	-21.00	-28.88	+0.000776
87	Tercero	+21.39	-29.00	+0.0005
88	Tercero	-21.39	-29.00	-0.0005
89	Tercero	+21.00	-28.88	-0.000776
90	Tercero	-21.00	-28.88	+0.000776
91	Tercero	+21.39	-29.00	+0.0005
92	Tercero	-21.39	-29.00	-0.0005
93	Tercero	+21.00	-28.88	-0.000776
98	Cuarto	-21.88	-31.00	+0.00126
99	Cuarto	23.34	-33.32	-0.000661
100	Cuarto	-23.34	-33.32	+0.000661
101	Cuarto	+21.88	-31.00	-0.00126
102	Cuarto	-21.88	-31.00	+0.00126
103	Cuarto	23.34	-33.32	-0.000661
104	Cuarto	-23.34	-33.32	+0.000661
105	Cuarto	+21.88	-31.00	-0.00126

Tabla 5.24 Valores de Esfuerzos máximos de corte y momentos por Nodos viga V1.

Como se puede apreciar para el primer y segundo piso existe un rango de valores para esfuerzos de Momento y Corte menores en al menos un 30% con los que resultaron para el tercer y cuarto piso.

Las conexiones que se diseñen para las vigas tipo V1 del primer y segundo piso tendrán como patrón de esfuerzo máximo los dados para esos niveles , al mismo tiempo las uniones para las vigas tipo V1 del tercer y cuarto piso se diseñaran con sus valores máximos correspondientes , con este criterio tendremos dos sistemas de unión híbrida para las viga tipo V1, con el fin de dar una cuantía en su justa proporción a las demandas de esfuerzos registradas .

Por lo tanto el cálculo del Momento Nominal para cada sistema de unión híbrida otorga el parámetro al cual puede funcionar la conexión, este parámetro debe exceder en al menos un 30% la demanda de esfuerzos de la conexión.

• Vigas V2

Las mayores solicitaciones para los puntos de empalme Viga-Columna en el Sentido Y-Y para las Vigas V2 del Marco de Conexiones Híbridas serían:

Nodo	Piso	Corte 2-2 Máx. [Ton]	Momento3-3 Máx. [Ton-m]	Giro Máx. Radianes
63	Primero	-10.42	-17.43	-0.000505
67	Primero	+10.42	-17.43	+0.000505
64	Primero	-10.42	-17.43	-0.000505
68	Primero	+10.42	-17.43	+0.000505
75	Segundo	-10.57	-18.06	-0.000576
79	Segundo	+10.57	-18.06	+0.000576
76	Segundo	-10.57	-18.06	-0.000576
80	Segundo	+10.57	-18.06	+0.000576
87	Tercero	-10.56	-17.66	-0.000677
91	Tercero	+10.56	-17.66	+0.000677
88	Tercero	-10.56	-17.66	-0.000677
92	Tercero	+10.56	-17.66	+0.000677
99	Cuarto	-10.37	-16.88	-0.000551
103	Cuarto	+10.37	-16.88	+0.000551
100	Cuarto	-10.37	-16.88	-0.000551
104	Cuarto	+10.37	-16.88	+0.000551

Tabla 5.25 Valores de Esfuerzos máximos de corte y momentos por Nodos Viga V2.

Para las vigas Tipo V2 se tomara solo un sistema de unión tipo, ya que no existen grandes variaciones en sus máximos Esfuerzos de Corte ni de Momento.

5.3.16.2 Control de Rotación para Puntos de Conexión

Como se puede apreciar en las Tablas 5.20 y 5.21, los esfuerzos producidos por las combinaciones de carga señaladas por las normas chilenas, entregan para la estructura en uno de sus puntos de unión un giro máximo de +0.00126. Este parámetro será al que la estructura deberá controlar ya que para el diseño de la unión no se deberá alcanzar un 3.5% de giro para la columna.

Según la ecuación (4.33), se tiene:

$$\theta_{total} = \theta_a + \theta,$$

Donde para el máximo valor del ángulo de giro en la interfase viga-columna justo hasta el punto en que la estructura se comporta elásticamente estaría dado por el giro máximo determinado por la Tabla 5.20, por lo tanto:

$$\theta_a = 0.00126 \text{ rad.}$$

Si debemos hacer que la deformación de entrepiso sea de un orden del 3.5% entonces según lo explicado en la Sección 4.6, se determinara la relación que existe el ángulo de rotación D y los giros correspondientes a la abertura en estado elástico e inelástico.

Eso estaría dado por la ecuación 4.34:

$$D = \frac{l_v}{l_v + h_c} \cdot \theta_{total} = \left(\frac{l_v}{l_v + h_c} \right) \cdot (\theta + \theta_a), \text{ donde :}$$

$$D \left(\frac{l_v + h_c}{l_v} \right) - \theta_a \leq \theta \leq D_{m\acute{a}x} \left(\frac{l_v + h_c}{l_v} \right) - \theta_a,$$

$$D_{m\acute{a}x} = 3.5\%$$

Donde θ , será el rango de variación para el ángulo de la abertura de la interfase de Unión Viga Columna.

La máxima capacidad de desplazamiento lateral es calculada fijando la deformación del refuerzo especial, en un valor igual a la deformación correspondiente al esfuerzo último de la armadura especial, y considerando los requerimientos para el cálculo del momento probable en la unión híbrida del punto.

Los procedimientos dados en los PASOS 1 al 4, del Capítulo 4 se usan para determinar la posición del eje neutro.

Para determinar la máxima capacidad de desplazamiento lateral se puede usar el procedimiento descrito a continuación:

- 1) La máxima capacidad de desplazamiento de entrepiso “D”, es calculada con la abertura en la unión θ , asociada al momento máximo probable de la unión. Puesto que este procedimiento da un limite inferior no se necesita usar factores de reducción:

$$D = \left(\frac{l_v}{l_v + h_c} \right) (\theta_a + \theta) \dots\dots\dots(4.35)$$

- 2) El giro de la Unión Viga-Columna es:

$$\theta = \frac{\Delta_s}{d - c} \dots\dots\dots(4.11)$$

- 3) Verificar que el máximo desplazamiento lateral obtenido para con la ecuación (5.35), es mayor que la demanda especificada en la Sección 4.4.3.
Si la capacidad de abertura en la unión θ , no cumple con la demanda de rotación en la unión, incrementar L_u , (longitud libre de anclaje de la armadura especial).

- Determinación de Giros por Nivel

Vigas V1 Nivel 1 y 2

Entonces se tiene para las Vigas V1 del Marco que:

- $L_v = 520$ cm.
- $h_c = 60$ cm.
- $\theta_a = 0.000397$ Rad.
- $D_{MAX.} = 3,5\%$

Reemplazando:

$$D \left(\frac{520 + 60}{520} \right) - 0,000397 \leq \theta \leq 0,035 \left(\frac{520 + 60}{520} \right) - 0,000397$$

$$1,11D - 0,000397 \leq \theta \leq 0,03864$$

Por lo tanto el ángulo θ de abertura quedaría controlado en su límite superior, para un giro elástico de $\theta_a = 0.00126$ Rad., con un valor $\theta \leq 0.03864$ Rad. para la abertura de la unión.

Vigas V1 Nivel 3 y 4

Entonces se tiene para las Vigas V1 del Marco que:

- $L_v = 520$ cm.
- $h_c = 60$ cm.
- $\theta_a = 0.00126$ Rad.
- $D_{MAX.} = 3,5\%$

Reemplazando:

$$D \left(\frac{520 + 60}{520} \right) - 0,00126 \leq \theta \leq 0,035 \left(\frac{520 + 60}{520} \right) - 0,00126$$

$$1,11D - 0,00126 \leq \theta \leq 0,037$$

Por lo tanto el ángulo θ de abertura quedaría controlado en su límite superior, para un giro elástico de $\theta_a = 0.00126$ Rad. , con un valor $\theta \leq 0.037$ Rad. para la abertura de la unión.

Vigas V2

Entonces se tiene para las Vigas V1 del Marco que:

- $L_v = 880$ cm.
- $h_c = 60$ cm.
- $\theta_a = 0.000677$ Rad.
- $D_{MAX.} = 3,5\%$

Reemplazando:

$$D \left(\frac{520 + 60}{520} \right) - 0,000677 \leq \theta \leq 0,035 \left(\frac{520 + 60}{520} \right) - 0,000677$$

$$1,11D - 0,000677 \leq \theta \leq 0,03836$$

Por lo tanto el ángulo θ de abertura quedaría controlado en su límite superior, para un giro elástico de $\theta_a = 0.00126$ Rad. , con un valor $\theta \leq 0.03836$ Rad. para la abertura de la unión.

Los giros que se registraron para cada cuantía adjudicada en cada tipo de sección se muestran en las tablas de diseño para uniones híbridas que aparecen en los apéndices 5.6 , 5.7 , 5.8.

5.3.16.3 Determinación de Secciones para Barras de Refuerzo y Cable Post-Tensado.

- Materiales

A partir de los materiales que se ofrecen en el medio nacional se hizo una elección de los tipos de acero y hormigón que se ocuparán en la Unión Híbrida , a partir de las calidades que ellos ofrecen se definen en la siguiente tabla los elegidos para el diseño:

Propiedades de Materiales

Acero Post-Tensado	Cantidad	Definición
F_{pu}	19000	Tensión Última de Cable de Post-Tensado, VSL.
F_{py}	17100	Tensión de Fluencia de Cable de Post-Tensado, VSL.
E_{ps}	2100000	Módulo de Elasticidad de Cable de Post-Tensado.
$P_{inicial}$		Tensión Inicial en Cable de Post-Tensado.
Acero Refuerzo Especial	Cantidad	Definición
F_y	2800	Tensión de Fluencia de Refuerzo Especial.
F_u	4400	Tensión Última de Refuerzo Especial.
E_{ps}	2100000	Módulo de Elasticidad de Refuerzo Especial.
ϵ_y	0.0013	Deformación Unitaria para Fluencia En refuerzo Especial.
ϵ_u	0.01	Deformación Unitaria para Esfuerzo Último en Refuerzo Especial.
Hormigón	Cantidad	Definición
f'_c	250	Resistencia especificada a la Compresión del Hormigón.
E_c	210000	Modulo de Elasticidad para el Hormigón.
β	0.85	Coeficiente Bloque Tensiones de Compresión para el Hormigón.

Tabla 5.26 Propiedades de Los materiales para la Unión Híbrida.

- Desarrollo de Cálculo para Definición de Armaduras de Vigas V1 Piso 1 y 2.

Condiciones Geométricas

Viga V1 (Hormigón)	Cantidad	Definición
B	55 cm	Ancho de Viga V1.
H	60 cm	Altura de la Viga V1.
d	55 cm	Altura Efectiva de la Viga.
d _p	30 cm	Altura media de la sección.
L _v	520 cm	Largo de la Viga.
Columna Tipo	Cantidad	Definición
h _c	60cm	Ancho de la Columna.
D _{MAX.}	3,5%	Giro Máximo para Entrepiso.
Acero Armaduras	Cantidad	Definición
A _{ps}	14 cm ²	Área de Acero de Post-Tensado.
L _{ups}	1740 cm	Longitud libre de anclaje de Cable de Post-Tensado.
A _s	11,4cm ²	Área de Acero de Refuerzo Especial.
L _u	100 cm	Longitud No adherida de Refuerzo Especial.
d _b	2,2 cm	Diámetro Barra de Refuerzo Especial.

Tabla 5.27 Propiedades Geométricas para la distribución elegida de Vigas V1 primer y segundo piso.

I. Chequeo de Tensión de Hormigón por Fuerza de Post-Tensado:

$F_{psi} = 0,44F_{pu} \rightarrow F_{psi} = 0,44 \cdot 19000 \text{ [kgf/cm}^2\text{]} = 8360 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$

$\epsilon_{si} = \frac{F_{ps}}{E_{ps}} = \frac{8360}{2100000} = 0,00398 \approx 0,004$

$f_c = \frac{F_{psi} \cdot A_{ps}}{b \cdot h} = \frac{8360 \cdot 14}{55 \cdot 60} = 35,46 \text{ [kgf/cm}^2\text{]} < 250 \text{ [kgf/cm}^2\text{]} , \quad \text{ok}$

II. Chequeo de capacidad de anclaje al Mayor Esfuerzo de Corte:

$$V_u = 18,78 \text{ [Ton]}$$

$$\mu = 1,0$$

$$\phi = 0,85 \quad , \quad \phi \cdot f_{psi} \cdot A_{ps} > \frac{V_u}{\mu} \rightarrow 0,85 \cdot 8360 \cdot 14 > \frac{V_u}{\mu} \quad , \quad \text{ok}$$

III. Calcular la Capacidad de la Armadura Especial en estado de Esfuerzo Último

1) Asumir Deformación Unitaria en Esfuerzo Último del Acero de Refuerzo

Especial:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_u$$

$$F_u = 4400 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\varepsilon_u = \frac{4400}{2100000} = 0,002090$$

$$T_s = A_s \cdot F_u$$

$$T_s = 50160 \text{ [kgf]}$$

$$\Delta_s = \varepsilon_s \cdot (L_u + 5,5 \cdot d_b) = 0,00209 \cdot (100 + 5,5 \cdot 1,8)$$

$$\Delta_s = 0,2342$$

2) Iteración, asumir "c":

$$"c" = 16,73 \text{ [cm]}$$

Ahora se determina la elongación de cable de post-tensado para este valor de "c",

$$\Delta_{ps} = \left(\frac{\frac{h}{2} - c}{d - c} \right) \cdot \Delta_s = \left(\frac{\frac{60}{2} - 16,73}{55 - 16,73} \right) \cdot 0,2342 \quad \Delta_{ps} = 0,08123 \text{ [cm]}$$

Por lo tanto la deformación Unitaria correspondiente sería:

$$\varepsilon_{ps} = \frac{\Delta_{ps}}{L_{ups}} + \varepsilon_{si} = \frac{0,08123}{1740} + 0,0039 \quad \varepsilon_{ps} = 0,00395$$

3) Determinación de Fuerza en Cable de Post-Tensado.

Según curva analítica de Mattock:

$$\begin{aligned} \text{Si: } Q &= 0,01992 \\ R &= 8,359758 \\ K &= 1,04 \end{aligned}$$

$$F_{ps} = \varepsilon_{ps} \cdot E_{ps} \cdot \left\{ Q + \frac{1-Q}{\left(1 + \left(\frac{\varepsilon_{ps} \cdot E_{ps}}{k \cdot F_{py}} \right)^R \right)^{\frac{1}{R}}} \right\}, \quad F_{ps} = 8286,41 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\text{Debe Cumplirse que: } \frac{F_{ps}}{F_{pu}} < 90\% \rightarrow 0,9 \quad \frac{F_{ps}}{F_{pu}} = \frac{8286,41}{19000} = 0,436 \quad \text{ok!}$$

Así la Tensión en el cable:

$$T_{ps} = A_{ps} \cdot F_{ps} = 14 \cdot 8286,41 \quad T_{ps} = 116009 \text{ [kgf]}$$

4) Cálculo de Fuerza de Compresión en el Concreto

La fuerza estaría dada por la expresión:

$$C_c = T_{ps} + T_s = 116009 \text{ [kgf]} + 50160 \text{ [kgf]} \quad C_c = 166169 \text{ [kgf]}$$

A partir del valor correspondiente a la fuerza de compresión en el Hormigón se puede determinar la altura del bloque de tensiones c, aquí debe ser comparado con el valor dado en el paso 2), hasta que converja.

Así tenemos:

$$c = \frac{C}{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta_1} = \frac{166169}{0,85 \cdot 250 \cdot 55 \cdot 0,85} \quad "c" = 16,72 \text{ [cm]}$$

Iterar hasta que el valor de "c" converja:

$$c(6) \approx c(4)? \text{ ok!}$$

5) Determinar Contribución de Momentos por Armadura:

- Momento Producido por Refuerzo Especial.

$$M_s = T_s \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) = 50160 \cdot \left(55 - \frac{0,85 \cdot 16,73}{2} \right) \quad M_s = 24 \text{ [Ton-m]}$$

- Momento Producido por Cable de Post-Tensado.

$$M_{ps} = T_{ps} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) = 116009 \cdot \left(\frac{60 - 0,85 \cdot 16,73}{2} \right) \quad M_{ps} = 26,5 \text{ [Ton-m]}$$

- Momento por Capacidad Plástica de Armadura de Refuerzo

$$M_p = M_s + M_{ps} = 24 \text{ [Ton-m]} + 26,5 \text{ [Ton-m]} \quad M_p = 50,5 \text{ [Ton-m]}$$

$$\text{Verificar que: } \frac{M_s}{M_p} < 0,5, \quad \frac{M_s}{M_p} = \frac{24}{50,5} = 0,4752 \quad \text{Si se cumple Ok!}$$

Entonces las cantidades dadas a las cuantías y longitudes responden a un comportamiento estable y geoméricamente factible. Por ahora se puede otorgar a la viga V1 del Primer y Segundo piso las soluciones ya probadas.

IV. Capacidad de Giro para Máxima Deformación en Refuerzo Especial Caso V1 Primer y Segundo Piso

- 1)** Calcular la Deformación Unitaria correspondiente al Esfuerzo de Fluencia del Acero de Refuerzo Especial:

$$F_y = 2800 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\varepsilon_y = \frac{2800}{2100000} = 0,00133$$

$$T_s = A_s \cdot F_y = 11,4 \cdot 2800$$

$$T_s = 31920 \text{ [kgf]}$$

Aquí se dejara para el largo no adherido del Acero de Refuerzo Especial solo su longitud libre:

$$\Delta_s = \varepsilon_s \cdot L_u$$

$$\Delta_s = 0,1333 \text{ [cm]}$$

- 2)** Iteración, asumir "c":

$$\text{"c"} = 14,83 \text{ [cm]}$$

Ahora se determina la elongación de cable de post-tensado para este valor de "c",

$$\Delta_{ps} = \left(\frac{\frac{h}{2} - c}{d - c} \right) \cdot \Delta_s = \left(\frac{\frac{60}{2} - 14,83}{55 - 14,83} \right) \cdot 0,133 \quad \Delta_{ps} = 0,050 \text{ [cm]}$$

Por lo tanto la deformación Unitaria correspondiente sería:

$$\varepsilon_{ps} = \frac{\Delta_{ps}}{L_{ups}} + \varepsilon_{si} = \frac{0,050}{1740} + 0,0039 \quad \varepsilon_{ps} = 0,00393$$

3) Determinación de Fuerza en Cable de Post-Tensado.

Según curva analítica de Mattock:

$$\begin{aligned} \text{Si: } Q &= 0,01992 \\ R &= 8,359758 \\ K &= 1,04 \end{aligned}$$

$$F_{ps} = \varepsilon_{ps} \cdot E_{ps} \cdot \left\{ Q + \frac{1-Q}{\left(1 + \left(\frac{\varepsilon_{ps} \cdot E_{ps}}{k \cdot F_{py}} \right)^R \right)^{\frac{1}{R}}} \right\}, \quad F_{ps} = 8249,18 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\text{Debe Cumplirse que: } \frac{F_{ps}}{F_{pu}} < 90\% \rightarrow \frac{F_{ps}}{F_{pu}} = \frac{8249,18}{19000} = 0,4341 \quad \text{ok!}$$

Así la Tensión en el cable:

$$T_{ps} = A_{ps} \cdot F_{ps} = 14 \cdot 8249,18 \quad T_{ps} = 115488 \text{ [kgf]}$$

4) Cálculo de Fuerza de Compresión en el Concreto

La fuerza estaría dada por la expresión:

$$C_c = T_{ps} + T_s = 115488 \text{ [kgf]} + 31920 \text{ [kgf]} \quad C_c = 147408 \text{ [kgf]}$$

Aquí debe ser comparado "c" con el valor dado en el paso 2), hasta que converja:

Así tenemos:

$$c = \frac{C}{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1} = \frac{147408}{0,85 \cdot 250 \cdot 55 \cdot 0,85} \quad "c" = 14,838 \text{ [cm]}$$

Iterar hasta que el valor de "c" converja:

$$c(6) \approx c(4)? \quad \text{ok!}$$

5) Determinar Valor de Momento Nominal para la Unión:

$$M_N = T_{ps} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + T_s \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right),$$
$$= 115488 \cdot \left(\frac{60}{2} - \frac{0,85 \cdot 14,83}{2} \right) + 31920 \cdot \left(55 - \frac{0,85 \cdot 14,83}{2} \right)$$

$M_N = 42,9 \text{ [Ton-m]}$

El momento nominal determina la capacidad con la que el sistema cuenta para el funcionamiento de la unión. A partir de las distribuciones geométricas con la que se hayan dispuesto las enfierraduras en la sección de la viga V1,

El máximo valor para el momento registrado en el Nivel 1 y 2 del edificio fue según la Tabla 5.21 fue de

$M_{M\acute{a}x.} = 21,66 \text{ [Ton-m]}$

Resumen:

Entonces para las vigas tipo V1 del Primer y Segundo Nivel con las propiedades supuestas para los materiales y su cantidad se obtienen los siguientes resultados para los momentos en la interfase Viga – Columna.

Elemento	Nivel	Contribución Momento Refuerzo Especial [Ton-m]	Contribución Momento Cable de Post- Tensado [Ton-m]	Momento Nominal Unión Híbrida [Ton-m]	Máxima Demanda de Momento [Ton-m]	Satisface? Mn > MMax.
Viga V1	1 y 2	15,54	27,36	42,9	21,66	Ok!

Tabla 5.28 Resultados para Unión Híbrida para vigas V1 de Primer y Segundo Nivel.

- Desarrollo de Cálculo para Definición de Armaduras de Vigas V1 Piso 3 y 4.

Para el caso de la Viga 1 para el tercer y cuarto nivel se definirán las cuantías de las armaduras de refuerzos y cable post-tensado, para ello se tendrá que fijar las siguientes variables con el objeto de dar inicio al proceso de iteración descrito paso a paso en el Capítulo 4.

Condiciones Geométricas

Viga V1 (Hormigón)	Cantidad	Definición
B	55 cm	Ancho de Viga V1.
H	60 cm	Altura de la Viga V1.
d	55 cm	Altura Efectiva de la Viga.
d _p	30 cm	Altura media de la sección.
LV	520 cm	Largo de la Viga.
Columna Tipo	Cantidad	Definición
h _c	60cm	Ancho de la Columna.
D _{MAX.}	3,5%	Giro Máximo para Entrepiso.
Acero Armaduras	Cantidad	Definición
A _{ps}	23,8 cm ²	Área de Acero de Post-Tensado.
L _{ups}	1740 cm	Longitud libre de anclaje de Cable de Post-Tensado.
A _s	18,47 cm ²	Área de Acero de Refuerzo Especial.
L _u	100 cm	Longitud No adherida de Refuerzo Especial.
d _b	2,8 cm	Diámetro Barra de Refuerzo Especial.

Tabla 5.29 Propiedades Geométricas para la distribución elegida.

I. Chequeo de Tensión de Hormigón por Fuerza de Post-Tensado:

$$F_{psi} = 0,44F_{pu} \rightarrow F_{psi} = 0,44 \cdot 19000 \text{ [kgf/cm}^2\text{]} = 8360 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\varepsilon_{si} = \frac{F_{ps}}{E_{ps}} = \frac{8360}{2100000} = 0,00398 \approx 0,004$$

$$f'_c = \frac{F_{psi} \cdot A_{ps}}{b \cdot h} = \frac{8360 \cdot 23,8}{55 \cdot 60} = 60,29 \text{ [kgf/cm}^2\text{]} < 250 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}, \quad \text{ok}$$

II. Chequeo de capacidad de anclaje al Mayor Esfuerzo de Corte:

$$V_u = 23,34 \text{ [Ton]}$$

$$\mu = 1,0$$

$$\phi = 0,85, \quad \phi \cdot f_{psi} \cdot A_{ps} > \frac{V_u}{\mu} \rightarrow 0,85 \cdot 8360 \cdot 23,8 > \frac{V_u}{\mu}, \quad \text{ok}$$

III. Calcular la Capacidad de la Armadura Especial en estado de Esfuerzo Último

1) Asumir Deformación Unitaria en Esfuerzo Último del Acero de Refuerzo

Especial:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_u \quad F_u = 4400 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\varepsilon_u = \frac{4400}{2100000} = 0,002090$$

$$T_s = A_s \cdot F_u \quad T_s = 81268 \text{ [kgf]}$$

$$\Delta_s = \varepsilon_s \cdot (L_u + 5,5 \cdot d_b) \quad \Delta_s = 0,241186 \text{ [cm]}$$

2) Comenzar Iteración, asumir “c”:

$$c = 27,84 \text{ [cm]}$$

Ahora se determina la elongación de cable de post-tensado para este valor de “c”,

$$\Delta_{ps} = \frac{\left(\frac{h}{2} - c\right)}{d - c} \cdot \Delta_s, \quad \Delta_{ps} = 0,0191 \text{ [cm]}$$

Por lo tanto la deformación Unitaria correspondiente sería:

$$\varepsilon_{ps} = \frac{\Delta_{ps}}{L_{ups}} + \varepsilon_{si}, \quad \varepsilon_{ps} = 0,00391$$

3) Determinación de Fuerza en Cable de Post-Tensado.

La Tensión en el cable de Post-tensado se determina a través de la curva analítica de Mattock,(1979):

$$\begin{aligned} \text{Si: } Q &= 0,01992 \\ R &= 8,359758 \\ K &= 1,04 \end{aligned}$$

$$F_{ps} = \varepsilon_{ps} \cdot E_{ps} \cdot \left\{ Q + \frac{1-Q}{\left(1 + \left(\frac{\varepsilon_{ps} \cdot E_{ps}}{k \cdot F_{py}} \right)^R \right)^{\frac{1}{R}}} \right\}, \quad F_{ps} = 8211,1 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\text{Debe Cumplirse que: } \frac{F_{ps}}{F_{pu}} < 90\% \rightarrow \frac{F_{ps}}{F_{pu}} = \frac{8211}{19000} = 0,432 \rightarrow 43\% \text{ ok!}$$

Así la Tensión en el cable:

$$T_{ps} = A_{ps} \cdot F_{ps} \quad T_{ps} = 194887 \text{ [kgf]}$$

4) Cálculo de Fuerza de Compresión en el Concreto

La fuerza estaría dada por la expresión:

$$C_c = T_{ps} + T_s = 194887 \text{ [kgf]} + 81268 \text{ [kgf]} \quad C_c = 276155 \text{ [kgf]}$$

A partir del valor correspondiente a la fuerza de compresión en el Hormigón se puede determinar la altura del bloque de tensiones c , aquí debe ser comparado con el valor dado en el paso 2), hasta que converja:

Así tenemos:

$$c = \frac{C}{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1} = \frac{276155}{0,85 \cdot 250 \cdot 55 \cdot 0,85} \quad "c" = 27,85 \text{ [cm]}$$

Iterar hasta que el valor de " c " converja:

$$c(6) \approx c(4)? \text{ ok!}$$

5) Determinar Valor de Momentos:

Con las armaduras de Refuerzo Especial y de Cable de Post –Tensado ya definidas para la Viga V1, y con las compatibilidades geométricas para el equilibrio del sistema ya deducidas por la iteración, se procede a determinar las capacidades de momento para la Conexión Híbrida. Cabe tomar en cuenta que este caso de análisis es para un estado de esfuerzo en tensión última para las barras de Refuerzo Especial, por ende es un punto de referencia para la evaluación de las cuantías de acero tentativas para el sistema desde un comienzo:

- Momento Producido por Refuerzo Especial.

$$M_s = T_s \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) = 81268 \cdot \left(55 - \frac{0,85 \cdot 27,85}{2} \right) \quad M_s = 343 \text{ [Ton-m]}$$

- Momento Producido por Cable de Post-Tensado.

$$M_{ps} = T_{ps} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) = 194887 \cdot \left(\frac{60 - 0,85 \cdot 27,85}{2} \right) \quad M_{ps} = 350 \text{ [Ton-m]}$$

6) Momento por Capacidad Plástica de Armadura de Refuerzo

Esta parte del análisis contribuye a verificar si la relación de la capacidad del momento que soporta la armadura especial de refuerzo sobrepasa su límite del 50% sobre el total del sistema, entonces:

$$M_p = M_s + M_{ps} = 343 \text{ [Ton-m]} + 350 \text{ [Ton-m]} \quad M_p = 693 \text{ [Ton-m]}$$

$$\text{Verificar que: } \frac{M_s}{M_p} < 0,5, \quad \frac{M_s}{M_p} = \frac{343}{693} = 0,4949 \quad \text{Si se cumple Ok!}$$

Por lo tanto las proporciones dadas a la unión híbrida de las cuantías y longitudes dadas para cada refuerzo responden a un comportamiento estable y geoméricamente factible. Por ahora se puede otorgar a la viga V1 del tercer y cuarto piso las secciones ya probadas.

IV. Capacidad de Giro para Máxima Deformación en Refuerzo Especial

- 1) Calcular la Deformación Unitaria correspondiente al Esfuerzo de Fluencia del Acero de Refuerzo Especial:

$$F_y = 2800 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\varepsilon_y = \frac{2800}{2100000} = 0,00133$$

$$T_s = A_s \cdot F_y$$

$$T_s = 51716 \text{ [kgf]}$$

Aquí se dejara para el largo no adherido del Acero de Refuerzo Especial solo su longitud libre:

$$\Delta_s = \varepsilon_s \cdot L_u$$

$$\Delta_s = 0,1333 \text{ [cm]}$$

2) Iteración, asumir "c":

$$"c" = 24,75 \text{ [cm]}$$

Ahora se determina la elongación de cable de post-tensado para este valor de "c",

$$\Delta_{ps} = \left(\frac{h}{2} - c \right) \cdot \Delta_s = \left(\frac{60}{2} - 25,74 \right) \cdot 0,133 \quad \Delta_{ps} = 0,0189 \text{ [cm]}$$

Por lo tanto la deformación Unitaria correspondiente sería:

$$\varepsilon_{ps} = \frac{\Delta_{ps}}{L_{ups}} + \varepsilon_{si} = \frac{0,0189}{1740} + 0,0039 \quad \varepsilon_{ps} = 0,00391$$

3) Determinación de Fuerza en Cable de Post-Tensado.

Según curva analítica de Mattock:

$$\begin{aligned} \text{Si: } Q &= 0,01992 \\ R &= 8,359758 \\ K &= 1,04 \end{aligned}$$

$$F_{ps} = \varepsilon_{ps} \cdot E_{ps} \cdot \left\{ Q + \frac{1-Q}{\left(1 + \left(\frac{\varepsilon_{ps} \cdot E_{ps}}{k \cdot F_{py}} \right)^R \right)^{\frac{1}{R}}} \right\}, \quad F_{ps} = 8215,72 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\text{Debe Cumplirse que: } \frac{F_{ps}}{F_{pu}} \leq 90\% \rightarrow \frac{F_{ps}}{F_{pu}} = \frac{8211}{19000} = 0,432 \quad \text{ok!}$$

Así la Tensión en el cable:

$$T_{ps} = A_{ps} \cdot F_{ps} \quad T_{ps} = 195534 \text{ [kgf]}$$

4) Cálculo de Fuerza de Compresión en el Concreto

La fuerza estaría dada por la expresión:

$$C_c = T_{ps} + T_s = 195534 \text{ [kgf]} + 51716 \text{ [kgf]} \quad C_c = 247250 \text{ [kgf]}$$

A partir del valor correspondiente a la fuerza de compresión en el Hormigón se puede determinar la altura del bloque de tensiones c , aquí debe ser comparado con el valor dado en el paso 2), hasta que converja:

Así tenemos:

$$c = \frac{C}{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1} = \frac{247250}{0,85 \cdot 250 \cdot 55 \cdot 0,85} \quad "c" = 24,7479 \text{ [cm]}$$

Iterar hasta que el valor de " c " converja:

$$c(6) \approx c(4)? \text{ ok!}$$

5) Determinar Valor de Momento Nominal para la Unión:

$$\begin{aligned} M_N &= T_{ps} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + T_s \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right), \\ &= 195534 \cdot \left(\frac{60}{2} - \frac{0,85 \cdot 2}{2} \right) + 51716 \cdot \left(55 - \frac{0,85 \cdot 60}{2} \right) \end{aligned}$$

$$M_N = 60,5 \text{ [Ton-m]}$$

El momento nominal determina la capacidad con la que el sistema cuenta para el funcionamiento de la unión. A partir de las distribuciones geométricas con la que se hayan dispuesto las enfierraduras en la sección de la viga V1,

El máximo valor para el momento registrado en el Nivel 3 y 4 del edificio fue según la Tabla 5.21 fue de

$$M_{Máx.} = 33,21 \text{ [Ton-m]}$$

En Resumen:

Entonces para las vigas tipo V1 del Tercer y Cuarto Nivel con las propiedades de los materiales y su cantidad se obtienen los siguientes resultados para los momentos en la interfase Viga – Columna.

Elemento	Nivel	Contribución Momento Refuerzo Especial [Ton-m]	Contribución Momento Cable de Post- Tensado [Ton-m]	Momento Nominal Unión Híbrida [Ton-m]	Máxima Demanda de Momento [Ton-m]	Satisface? Mn > MMax.
Viga V1	3 y 4	22,42	38,08	60,5	33,21	Ok!

Tabla 5.30 Resultados para Unión Híbrida para vigas V1 de Tercer y Cuarto Nivel.

• Giro

Desde la sección 5.2.16.2 se debe controlar que el ángulo θ se encuentre dentro del rango señalado, para ello se debe ver el comportamiento de la unión en forma absoluta desde el momento en que se abra la unión en la interfase y comience la fluencia en el acero de refuerzo.

El ángulo de abertura debe satisfacer que:

$$1,11D - 0,00126 \leq \theta \leq 0,037 \text{ Radianes,}$$

Entonces se puede apreciar que la relación geométrica existente para la variación de la altura “c” con su correspondiente ángulo de abertura se encuentra dentro del rango señalado. Esto se puede observar en la Tabla 5.25.

Por lo tanto la viga diseñada con estas armaduras satisface las condiciones de funcionamiento para el sistema híbrido, la sección definitiva para la viga V1 para el tercer y cuarto Piso se muestra en la figura 5.20

- Desarrollo de Cálculo para Definición de Armaduras de Vigas V2

Para el caso de la Viga 2 se dejara solamente el refuerzo especial debido a que el cable de post-tensado es para un mayor nivel de esfuerzos, los cuales para este caso no son necesarios ya que las demandas en las vigas V2 son menores porque ellas no llevan apoyadas las losas prefabricadas.

Además constructivamente será mas practico ya que a las columnas correspondientes a los ejes A-2, A-3, B-2, B-3, no tendrían en sus intersecciones cables de post-tensados en dos sentidos. Ésta esta solución es la recomendada para estos casos. El análisis es similar, solo considerando esta vez la capacidad del refuerzo especial de trabajar en compresión.

Condiciones Geométricas

Viga V2 (Hormigón)	Cantidad	Definición
B	45 cm	Ancho de Viga V1.
H	60 cm	Altura de la Viga V1.
d	55 cm	Altura Efectiva de la Viga.
d'	8 cm	Distancia de Refuerzo Especial a extremo sección de la viga
Lv	880 cm	Largo de la Viga.
Columna Tipo	Cantidad	Definición
h _c	60cm	Ancho de la Columna.
D _{MAX.}	3,5%	Giro Máximo para Entrepiso.
Acero Armaduras	Cantidad	Definición
A _s	-	Área de Acero de Refuerzo Especial.
L _u	100 cm	Longitud No adherida de Refuerzo Especial.
d _b	-	Diámetro Barra de Refuerzo Especial.
λ'	1	Factor de Ampliación para Refuerzo en Compresión
λ	1,35	Factor de Ampliación para Refuerzo en Tracción

Tabla 5.31 Propiedades Geométricas para la Refuerzo Especial en viga V2..

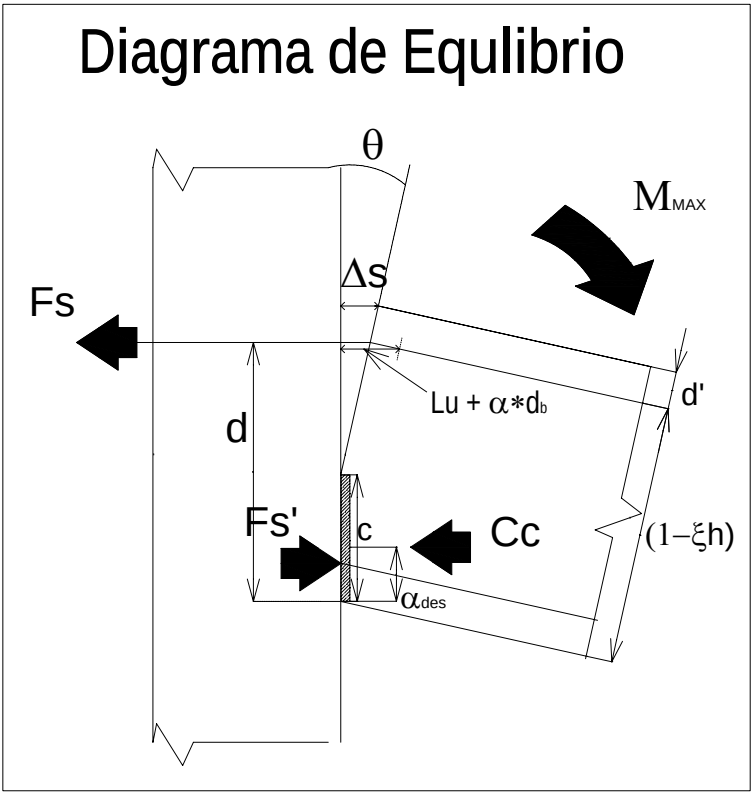


Fig. 5.26 Esquema para Armadura de Refuerzo Especial para Viga V2.

Desarrollo

I. Máxima Demanda de Momento

Según tabla 5.21

$M_{\text{máx.}} = 18,06 \text{ [Ton-m]}$

II. Estimación del Área Requerida de Acero

$$A_s = \frac{M_{\text{Max}}}{\lambda_{s,des} f_{sy} h_b (1 - 2\xi)} = \frac{1806000}{1,35 \cdot 2800 \cdot 60 \cdot 44} \quad A_s = 10,85 \text{ [cm}^2\text{]}$$

III. Cálculo de Las Fuerzas para Armadura Superior e Inferior

$F_s = A_s \cdot \lambda_{s,des} \cdot F_y = 10,85 \cdot 1,35 \cdot 2800 \quad F_s = 41405 \text{ [kgf]}$

$F'_s = A_s \cdot \lambda'_{s,des} \cdot F_y = 10,85 \cdot 1 \cdot 2800 \quad F'_s = 30404 \text{ [kgf]}$

IV. Calculando la Fuerza Total de Compresión Cc

$$C_c = F_s - F'_s$$

$$C_c = 10641 \text{ [kgf]}$$

Así se puede hallar la altura del bloque de compresión:

$$\alpha_{des} = \frac{C_c}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$\alpha_{des} = 1,1112$$

Y la Fuerza de compresión Total se tomará en:

$$a_{des} = \frac{\alpha_{des}}{2 \cdot h}$$

$$a_{des} = 0,00927$$

El eje Neutro se localizará a una distancia:

$$\eta_{des} = \frac{a_{des}}{\beta_1 \cdot h}$$

$$\eta_{des} = 0,02182$$

V. La capacidad de Momento Seria para esta Área de acero de Refuerzo Especial

$$\begin{aligned} M_{\text{diseño}} &= F_s \cdot h(1 - \xi) - F_s \cdot \alpha_{des} - F_{s',des} \cdot d' - F_{s',des} \cdot \alpha_{des} \\ &= 41045 \cdot 60 \cdot 52 - 41045 \cdot 0,00927 - 30404 \cdot 8 - 30404 \cdot 0,00927 \\ &= 18,8521 \text{ [Ton-m]} \end{aligned}$$

$$M_{\text{diseño}} > M_{\text{máx.}} \quad \text{Ok!}$$

VI. Se determina entonces para la armadura Especial Superior en Inferior de 3φ25

Área Total para Tres Barras:

$$A_s = 14,72 \text{ cm}^2$$

Longitud No adherida para las barras seria:

$$L_u = 100 \text{ cm}$$

VII. Verificación

Si :

$$F_y = 2800 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\varepsilon_y = \frac{2800}{2100000} = 0,00133$$

$$\Delta_s = \varepsilon_s \cdot (L_u + 5.5 \cdot d_b) = 0,00133 \cdot (100 + 5,5 \cdot 2,5) \quad \Delta_s = 0,1478 \text{ [cm]}$$

Entonces:

$$\Delta_s = \frac{F_s L_u}{A_s \cdot E_s} \quad \rightarrow \quad F_s = \frac{\Delta_s \cdot A_s \cdot E_s}{L_u} \quad F_s = 45729 \text{ [kgf]} \quad \text{OK!}$$

Por lo tanto la unión de las Vigas V2 a las columnas queda conformada por 3 barras superior e inferior de 25 mm de diámetro, con un largo no adherido de 100 cm.

Capítulo 6

Resultados

Detalles Generales

6.1) Materiales

Para todos los elementos se considerarán los siguientes materiales:

Acero Post-Tensado	Cantidad	Definición
F_{pu}	19000	Tensión Última de Cable de Post-Tensado, VSL.
F_{py}	17100	Tensión de Fluencia de Cable de Post-Tensado, VSL.
E_{ps}	2100000	Módulo de Elasticidad de Cable de Post-Tensado.
Acero Refuerzo Especial	Cantidad	Definición
F_y	2800	Tensión de Fluencia de Refuerzo Especial.
F_u	4400	Tensión Última de Refuerzo Especial.
E_{ps}	2100000	Módulo de Elasticidad de Refuerzo Especial.
ϵ_y	0.0013	Deformación Unitaria para Fluencia En refuerzo Especial.
ϵ_u	0.01	Deformación Unitaria para Esfuerzo Último en Refuerzo Especial.
Hormigón	Cantidad	Definición
f'_c	250	Resistencia especificada a la Compresión del Hormigón.
E_c	210000	Modulo de Elasticidad para el Hormigón.
β	0.85	Coeficiente Bloque Tensiones de Compresión para el Hormigón.

Tabla. 6.1 Propiedades de Recursos Usados para Diseño de Elementos para Uniones Híbridas.

6.2) Secciones

Sistema Híbrido / Vigas Prefabricadas V1 Nivel 1 y 2

Viga V1 (Hormigón)	Cantidad	Definición
B	55 cm	Ancho de Viga V1.
H	60 cm	Altura de la Viga V1.
d	55 cm	Altura Efectiva de la Viga.
Lv	520 cm	Largo de la Viga.
Cable Post-Tensado	Cantidad	Definición
A _{ps}	14 cm ²	Área de Acero de Post-Tensado.
Nº Tendones	10	Número Cables VSL por ducto a lo largo de Viga.
Fuerza de Gateo	836 [MPa]	Tensión Inicial para Cable de Post- Tensado.
L _{ups}	1740 cm	Longitud libre de Cable de Post-Tensado.
Refuerzo Especial	Cantidad	Definición
A _s	11,4cm ²	Área de Acero de Refuerzo Especial.
L _u	100 cm	Longitud No adherida de Refuerzo Especial.
d _b	2,2 cm	6 Barras de Refuerzo Especial (Sup/Inf)
Ductos	Cantidad	Definición
50 mm	1	Ducto para acceso de cable en tramo sin adherencia.
30 mm	6	Ducto para acceso de Barras en tramo sin adherencia.

Tabla 6.2 Propiedades del Sistema de Conexión V1 1 / 2.

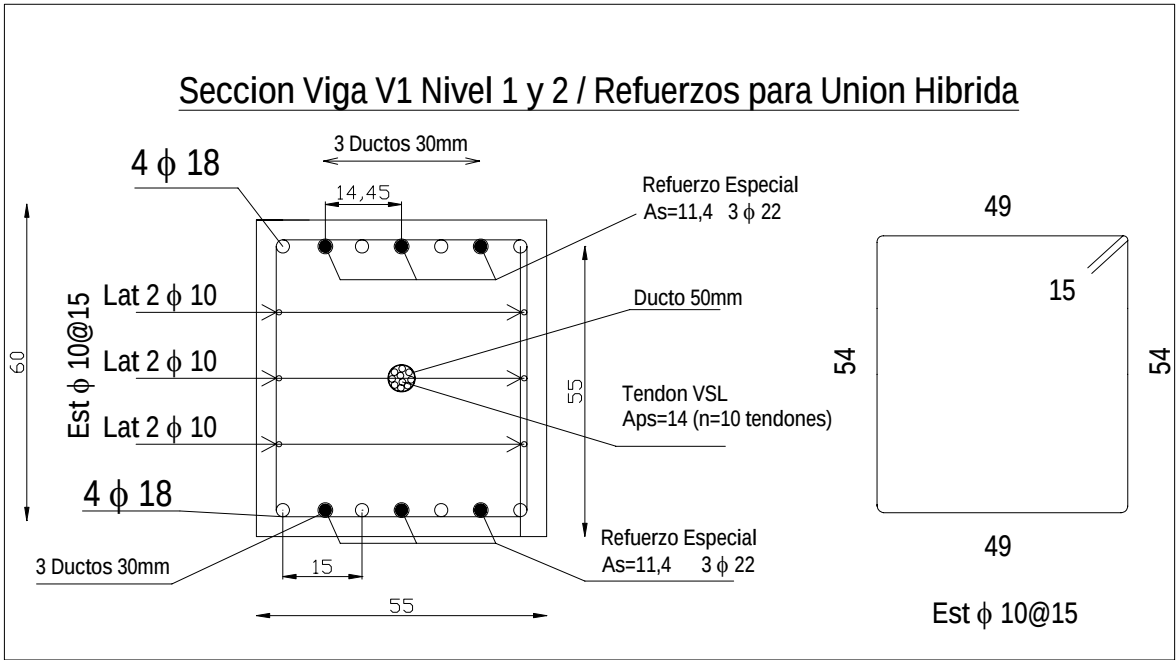


Fig. 6.1 Detalles de Viga V1 / Nivel 1 y 2, para Sistema de Unión Híbrida.

Sistema Híbrido / Vigas Prefabricadas V1 Nivel 3 y 4

Viga V1 (Hormigón)	Cantidad	Definición
B	55 cm	Ancho de Viga V1.
H	60 cm	Altura de la Viga V1.
d	55 cm	Altura Efectiva de la Viga.
Lv	520 cm	Largo de la Viga.
Cable Post-Tensado	Cantidad	Definición
A _{ps}	23,8cm ²	Área de Acero de Post-Tensado.
Nº Tendones	17	Número Cables VSL por ducto a lo largo de Viga.
Fuerza de Gateo	836 [MPa]	Tensión Inicial para Cable de Post- Tensado.
L _{ups}	1740 cm	Longitud libre de Cable de Post-Tensado.
Refuerzo Especial	Cantidad	Definición
A _s	18,47cm ²	Área de Acero de Refuerzo Especial.
L _u	100 cm	Longitud No adherida de Refuerzo Especial.
d _b	2,8 cm	6 Barras de Refuerzo Especial (Sup/Inf)
Ductos	Cantidad	Definición
60 mm	1	Ducto para acceso de cable en tramo sin adherencia.
35 mm	6	Ducto para acceso de Barras en tramo sin adherencia.

Tabla 6.3 Propiedades del Sistema de Conexión, V1/ 3,4.

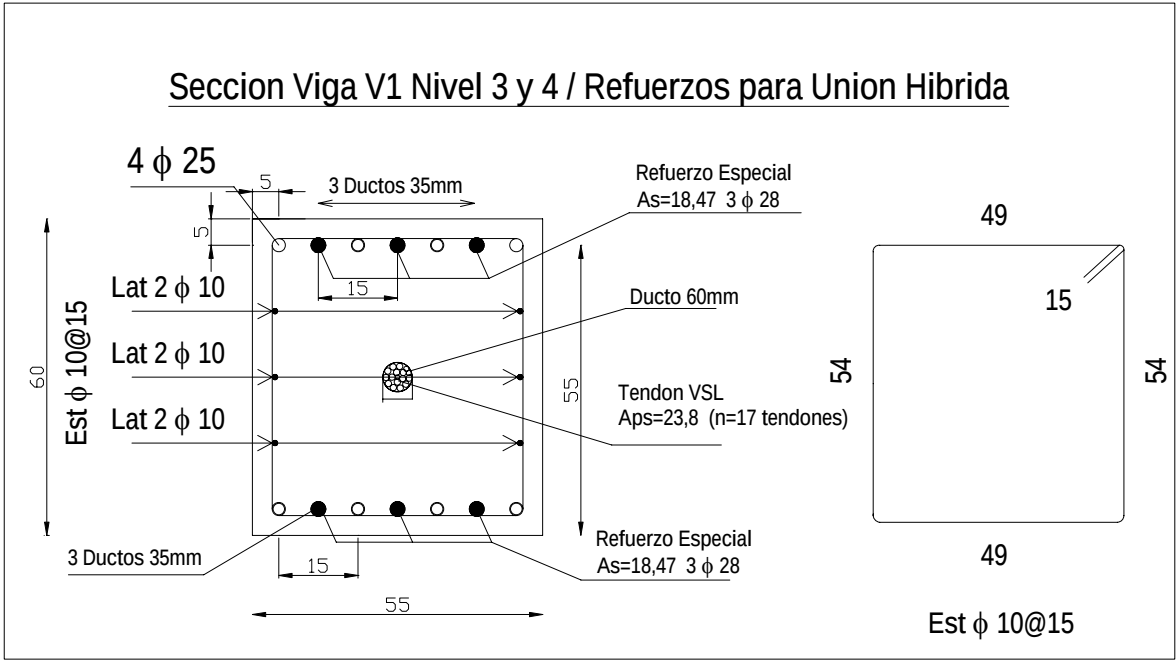


Fig. 6.2 Detalles de Viga V1 / Nivel 3 y 4, para Sistema de Unión Híbrida.

Sistema Híbrido / Vigas Prefabricadas V2

Viga V2 (Hormigón)	Cantidad	Definición
B	45 cm	Ancho de Viga V1.
H	60 cm	Altura de la Viga V1.
d	55 cm	Altura Efectiva de la Viga.
Lv	880 cm	Largo de la Viga.
Refuerzo Especial	Cantidad	Definición
A _s	10,85cm ²	Área de Acero de Refuerzo Especial.
L _u	100 cm	Longitud No adherida de Refuerzo Especial.
d _b	2,5 cm	6 Barras de Refuerzo Especial (Sup/Inf)
Ductos	Cantidad	Definición
30 mm	6	Ducto para acceso de Barras en tramo sin adherencia.

Tabla 6.4 Propiedades del Sistema de Conexión , V2..

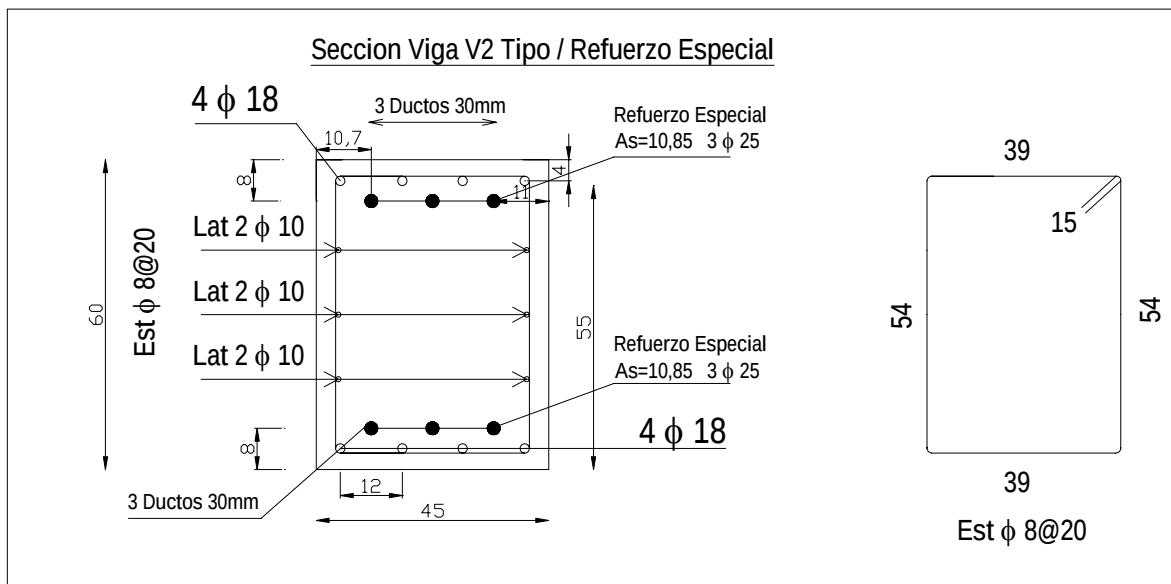


Fig. 6.3 Detalles de Viga V2, para Sistema de Unión Híbrida.

Sistema Híbrido / Columnas

Columna	Cantidad	Definición
b x h	60 x 60cm	Sección
d'	5 cm	Recubrimiento
Cable Post-Tensado	Cantidad	Definición
Dirección Vigas V1		
A _{ps}	23,8cm ²	Área de Acero de Post-Tensado.
Nº Tendones	17	Número Cables VSL por ducto a lo largo de Viga.
Fuerza de Gateo	836 [MPa]	Tensión Inicial para Cable de Post- Tensado.
L _{ups}	1740 cm	Longitud libre de Cable de Post-Tensado.
Refuerzo Especial	Cantidad	Definición
Dirección Vigas V1		
A _s	18,47cm ²	Área de Acero de Refuerzo Especial.
L _u	100 cm	Longitud No adherida de Refuerzo Especial.
d _b	2,8 cm	6 Barras de Refuerzo Especial (Sup/Inf)
Ductos Dirección	Cantidad	Definición
vigas V1		
60 mm	1	Ducto para acceso de cable en tramo sin adherencia.
35 mm	6	Ducto para acceso de Barras en tramo sin adherencia.
Refuerzo Especial	Cantidad	Definición
Dirección Vigas V2		
A _s	10,85cm ²	Área de Acero de Refuerzo Especial.
L _u	100 cm	Longitud No adherida de Refuerzo Especial.
d _b	2,5 cm	6 Barras de Refuerzo Especial (Sup/Inf)
Ductos	Cantidad	Definición
30 mm	6	Ducto para acceso de Barras en tramo sin adherencia.

Tabla 6.5 Propiedades del Sistema de Conexión, Columna.

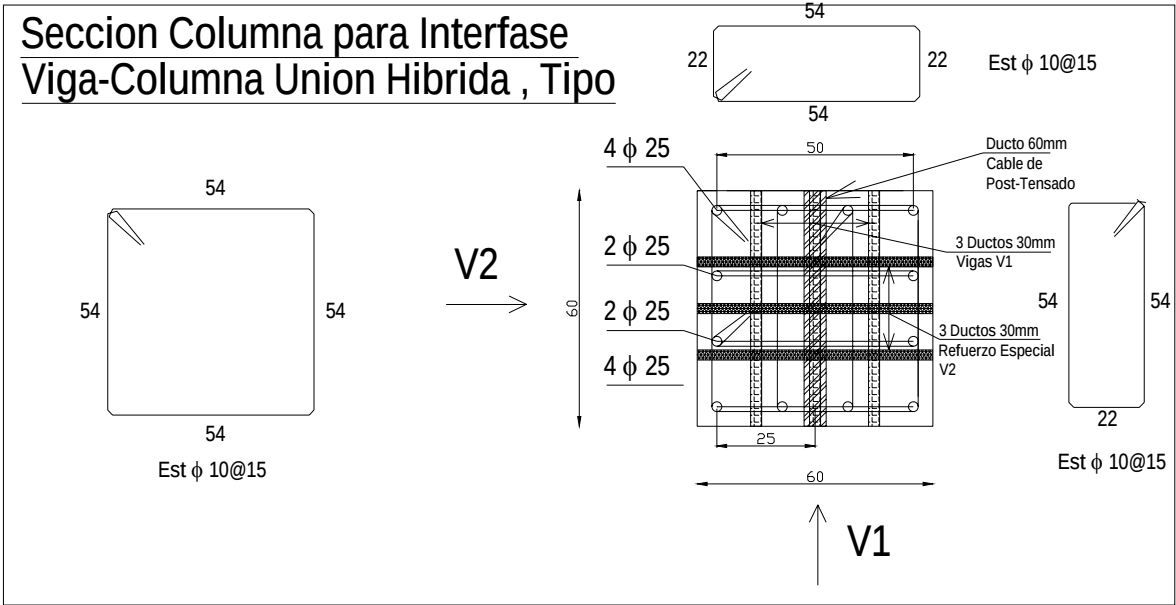


Fig. 6.4 Repartición de Armaduras y Ductos para sección de la columna en la Interfase Viga-Columna, del Sistema de Conexión. .

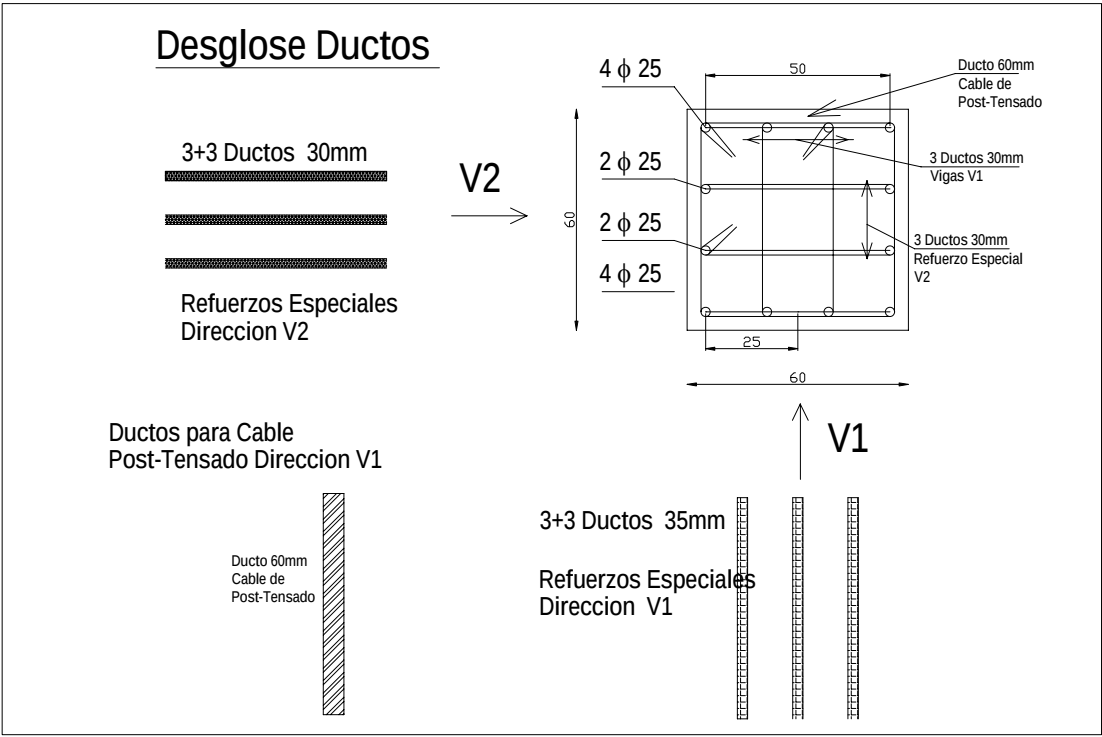
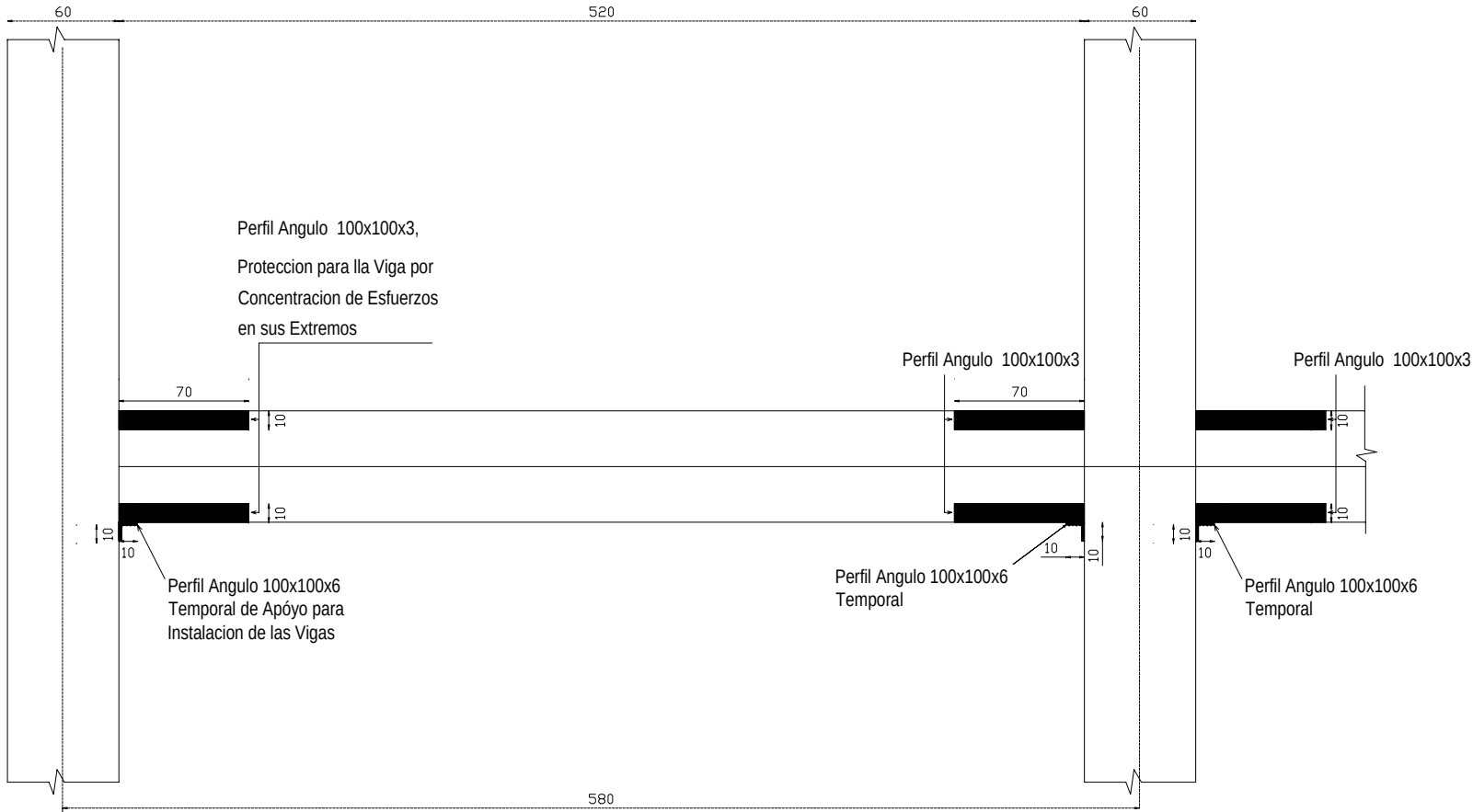
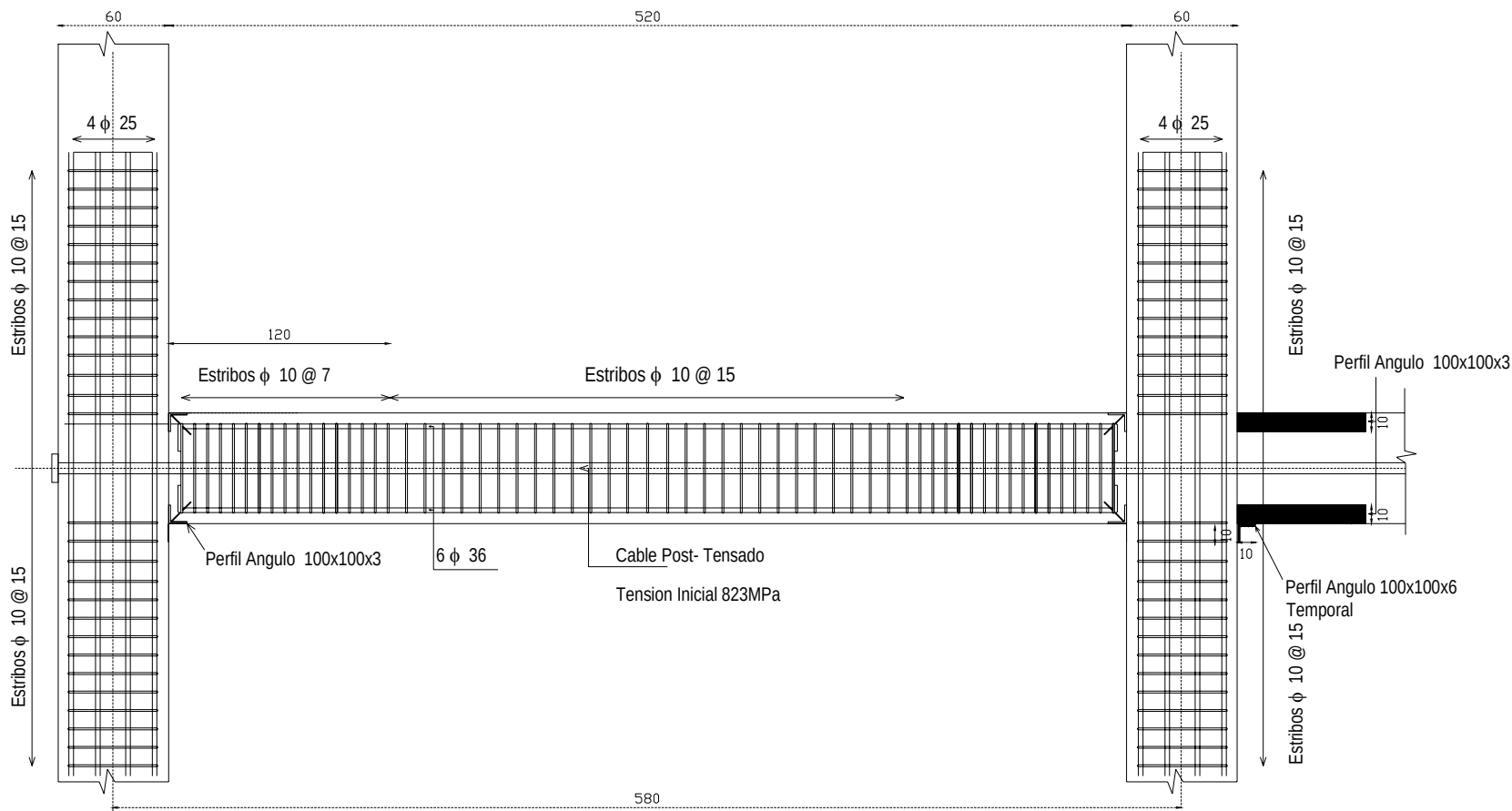


Fig. 6.5 Desglose de elementos en la Interfase Viga-Columna, del Sistema de Conexión.

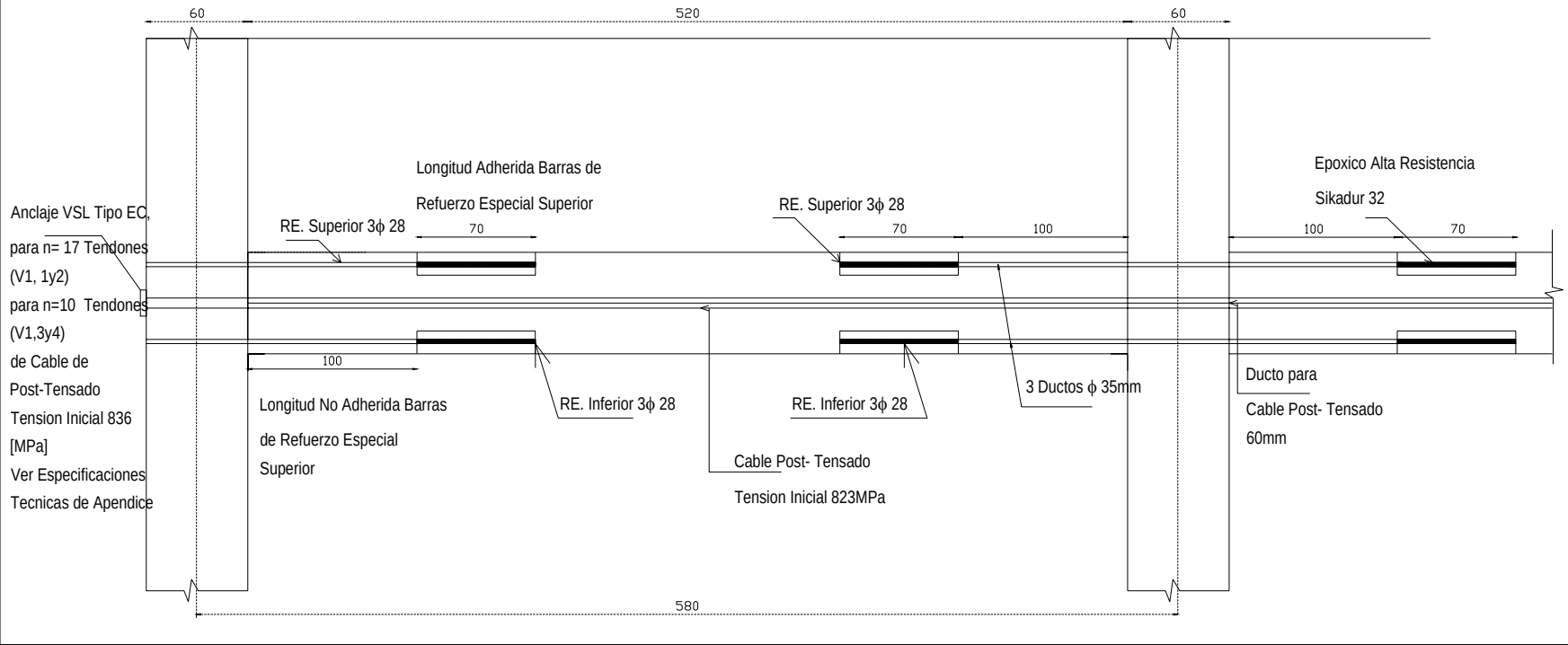
Sistema de Conexión Híbrida / Elevacion General



Armaduras



Detalles Tipo de Conexion para el Marco



Conclusiones

La aplicación de este método ha sido una alternativa innovadora para el diseño sísmico de edificios, tanto para aquellos contruidos con colado In Situ, como para los estructurados con elementos prefabricados. Desde ahí el propósito de dar a conocer el método de diseño para las uniones híbridas y su factibilidad de aplicación bajo los requerimientos de diseño según las normas chilenas.

A partir del análisis realizado del edificio habitacional de 4 niveles propuesto en esta memoria, donde se consideraron para el diseño, el Código de diseño de Hormigón Armado ACI 318-99, las Cargas Sísmicas y de Uso definidas por la normativa chilena para el diseño de Edificios, y la Metodología de diseño para las Uniones Híbridas dispuestas en el documento "Simplified Design Procedure for Hybrid Precast Concrete Connections", 1996, se puede concluir que:

1) Bajo el análisis del método de diseño propuesto por el documento NISTIR 5765 para las Uniones Híbridas se concluye que, es posible su aplicación a estructuras de marcos de momentos resistentes con elementos prefabricados bajo las normativas chilenas de diseño, ya que se encuentra basado en parámetros regulados para la realidad sísmica chilena por el documento NCh 433 Of 96, que fija requisitos como son el tipo de suelo, y espectro de aceleración sísmica, lo que hace que el procedimiento se encuentre bien complementado en base a las variables que intervienen en la modelación del sistema en sí.

Ello se refleja de sobremanera, debido a que aparte de los rangos de desplazamientos laterales máximos que el sistema intrínsecamente cuenta, y deben ser satisfechos, la Norma NCh. 433 Of. 96 desde ya acota los desplazamientos de entrepiso a un nivel menor al que es capaz de funcionar el sistema estructurado con uniones híbridas, dando un mayor grado de seguridad para cubrir posibles mayores desplazamientos laterales.

2) El Rango de Esfuerzos aportados por las cargas de diseño propuestas por la Norma Sísmica Chilena NCh. 433 Of. 96, para los elementos Viga y Columna del Marco de Momentos Resistentes en sus puntos de conexión, se mantuvieron dentro de las expectativas de diseño que las Uniones Híbridas solventan, ya que para los desplazamientos y giros registrados por la modelación en los puntos de unión, las armaduras del cable de post-tensado y los refuerzos especiales del sistema, se mantuvieron ampliamente dentro de sus límites lineales de funcionamiento, lo que da pie a un comportamiento estable de la abertura para los esfuerzos de diseño aplicados. Por lo tanto la conexión estaría capacitada como alternativa de diseño para este tipo de edificios.

3) La estructura normalizada cuenta con conexiones que tienen la capacidad de resistir deformaciones por cargas laterales provocadas por las aceleraciones sísmicas de diseño correspondientes a la ciudad de Valdivia, donde el sistema de marcos sería capaz de volver a restaurarse a su posición original después de un posible evento ya que las cuantías aportadas al sistema híbrido se encuentran dentro del rango lineal, comportamiento que brinda la ductilidad necesaria para que las conexiones funcionen como punto de disipación de energía, evitando así daños remanentes en los elementos estructurales que conforman el marco.

4) El método de ejecución y diseño para el sistema de Uniones Híbridas demostró una directa aplicación y por ende entregó una mayor claridad para su uso, desde este punto de vista es una alternativa factible para el diseño de estructuras de hormigón armado. Ello se pudo apreciar bajo el procedimiento de diseño donde al tener dificultades con las distribuciones de material para cada tipo de enfierradura fue fácilmente predecible una distribución más adecuada.

Se puede decir que las cantidades de cable de post-tensado y de refuerzo especial tienen una proporción, uno con respecto de otro, que da al sistema cierto porcentaje de equilibrio funcional, así ello contribuye a la ductilidad que proporcionan las barras para la liberación de energía por histéresis en la interfase. Si este equilibrio no se respeta, y solo uno de los sistemas de anclajes prevalece, ya sea el de las barras de refuerzos o del cable de post-tensado, se manifestaría

en la estructura y en especial en los puntos de unión un comportamiento impredecible para un evento sísmico.

El conocimiento del método de diseño para este tipo de uniones de elementos de hormigón armado es aún de manejo restringido por su reciente creación, pero ya se ha comenzado una nueva etapa de diseño de edificios prefabricados en otros países sísmicos (Estados Unidos, Nueva Zelanda) donde se han obtenido resultados satisfactorios.

A partir de los resultados obtenidos para esta memoria, donde se aplicó un modelo bajo el marco teórico para un edificio con los requerimientos de diseño de la normalización chilena, se respaldaría como una eficiente alternativa el Método de Conexiones Viga-Columna con Uniones Híbridas.

Referencia Bibliográfica

1. ACI Innovation Task Group 1 and Collaborators, "Special Hybrid Moments Frames of Discretely Jointed Precast and Post -Tensioned Concrete Members" (ACI T1.2-XX) and Commentary (T1.2R-XX). ACI Structural Journal, September - October 2001.
2. John F. Stanton and Suzanne Nakaki, "Design Guidelines For Precast Concrete Seismic Structural Systems" , February 2002.
3. Englekirk Robert, "Seismic Design of Reinforced and Precast Concrete Buildings",2003.
4. Instituto Nacional de Normalización (INN) NCh. 433. Of96, "Diseño Sísmico de Edificios Santiago", Chile 1996.
5. Instituto Nacional de Normalización (INN), NCh 1537. Of86, "Diseño de Edificios-Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso", Santiago Chile 1994.
6. Arthur H. Nilson. "Diseño de Estructuras de Concreto", 1999.
7. Ridell C. Rafael e Hidalgo O. Pedro. "Diseño Estructural" 2da Edición Santiago de Chile. Universidad Católica de Chile 1999.
8. American Concrete Institute," Código de Diseño de Hormigón Armado ACI 318-99", 1999.
9. Stone William,Cheok Geraldine, NISTIR 5765 "Simplified Design Procerdure for Hybrid Precast Concrete Connections", 1996.

Referencias Electrónicas

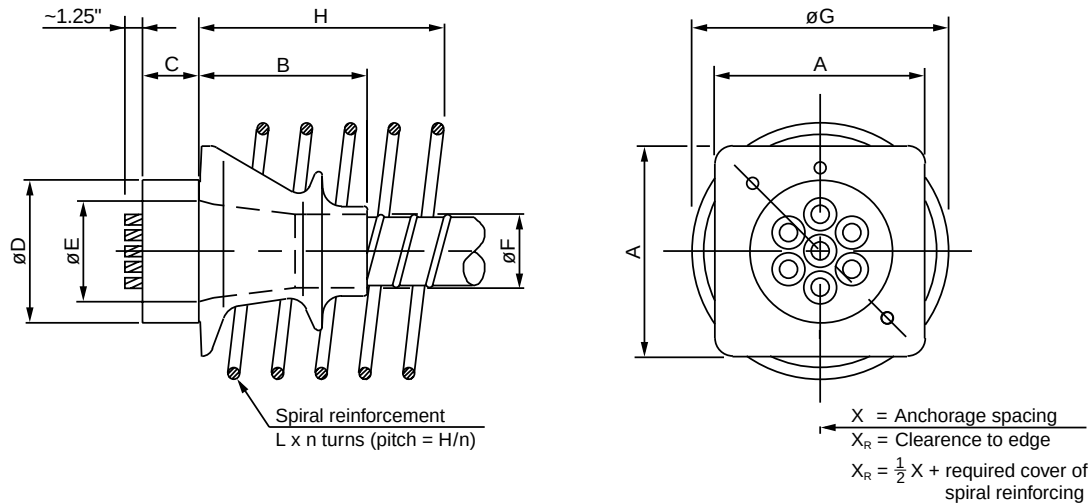
www.pci.org ,	Precast/Prestressed Concrete Institute.
www.vsl-intl.com	VSL Group.
www.skghoshassociates.com	SKG associates.INC.
www.ich.cl	Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile.

Apéndice

Capítulo 5

1. Modelación dinámica isométrica.
2. Modelación dinámica elevación.
3. Modelación dinámica lateral.
4. Cuantías de SAP 2000 marcos V1.
5. Cuantías SAP 2000 marcos V2.
6. Tablas de Diseño para V1 nivel 1 y 2.
7. Tablas de Diseño para V1 Nivel 3 y 4.
- 8 Tablas de Diseño para V2.
- 9 Catálogo VSL, Cables Post-Tensado

Stressing Anchorage VSL Type EC



Tendon Unit		Dimensions Inches										
Strand Type 0.5"		A	B	C	øD	øE	øF	øG	H	L	n	X
	5-7	6.50	5.25	2.38	4.50	2.91	2.50	9.00	12.00	#4	6	9.50
	5-12	8.88	7.06	2.38	6.00	4.31	3.13	11.75	16.00	#4	8	12.50
	5-19	11.00	10.25	3.00	7.00	5.56	3.75	15.00	18.00	#5	8	15.75
	5-27	12.38	13.63	4.00	9.00	7.00	4.75	18.00	18.00	#6	8	18.75
	5-31	14.00	13.63	4.00	9.00	7.00	4.75	19.00	20.25	#6	9	20.00

Other sizes available on request

subject to modification

Anchorage spacings are in accordance with test requirements of FIP (Recommendations for Acceptance of Post-Tensioning Systems: March 1992). For proper design and detailing of anchorage zones and related reinforcement, refer to the VSL Publication "Detailing for Post-Tensioning".

Dimensions are valid for:

- Nominal concrete cylinder strength at 28 days: 4,000 psi (28 MPa).
- Maximum prestressing force may be applied when concrete reaches a cylinder strength of 3,500 psi (24 MPa).
- Temporary overstressing to 80% of Guaranteed Ultimate Tensile Strength.

- Yield strength of spiral reinforcement: Grade 60 (400 MPa).
- Spirals may be replaced by suitable orthogonal reinforcement.
- Information for other concrete strengths and conditions are available from your local VSL Representative.

Spiral reinforcement shall be centered on the anchorage assembly and be placed directly behind the bearing plate.

Additional orthogonal reinforcement may be required in the local anchorage zone as determined by design.

Strand Properties

Strand Type		0.5" (13mm)	0.6" (15mm)
Nominal diameter	inch	0.5	0.6
Nominal area	inch ²	0.153	0.217
Nominal weight/mass	lbs/ft	0.53	0.74
Tensile strength	ksi	270	270
Min. breaking load	kips	41.3	58.6
Young's modulus	ksi	approx. 28,500	
Relaxation	%	max 2.5	

* Low relaxation grade according to ASTM A 416-90

Tendon Properties

Strands Type 0.5"			Strands Type 0.6"		
Number of Strands per Tendon	0.5" 270 ksi		Number of Strands per Tendon	0.6" 270 ksi	
	Area of tendon inch ²	Min breaking load kips		Area of tendon inch ²	Min breaking load kips
1	0.15	41.3	1	0.22	58.6
2	0.31	82.6	2	0.43	117.2
3	0.46	123.9	3	0.65	175.8
4	0.61	165.2	4	0.87	234.4
5	0.77	206.5	5	1.09	293.0
6	0.92	247.8	6	1.30	351.6
7	1.07	289.1	7	1.52	410.2
8	1.22	330.4	8	1.74	468.8
9	1.38	371.7	9	1.95	527.4
10	1.53	413.0	10	2.17	586.0
11	1.68	454.3	11	2.39	644.6
12	1.84	495.6	12	2.60	703.2
13	1.99	536.9	13	2.82	761.8
14	2.14	578.2	14	3.03	820.4
15	2.30	619.5	15	3.26	879.0
16	2.45	660.8	16	3.47	937.6
17	2.60	702.1	17	3.69	996.2
18	2.75	743.4	18	3.91	1054.8
19	2.91	784.7	19	4.12	1113.4
20	3.06	826.0	20	4.34	1172.0
21	3.21	867.3	21	4.56	1230.6
22	3.37	908.6	22	4.78	1289.2
23	3.52	949.9	23	4.99	1347.8
24	3.67	991.2	24	5.21	1406.4
25	3.83	1032.5	25	5.43	1465.0
26	3.98	1073.8	26	5.64	1523.6
27	4.13	1115.1	27	5.86	1582.2
28	4.28	1156.4	28	6.08	1640.8
29	4.44	1197.7	29	6.29	1699.4
30	4.59	1239.0	30	6.51	1758.0
31	4.74	1280.3	31	6.73	1816.6
32	4.90	1321.6	32	6.94	1875.2
33	5.05	1362.9	33	7.16	1933.8
34	5.20	1404.2	34	7.38	1992.4
35	5.36	1445.5	35	7.60	2051.0
36	5.51	1486.8	36	7.81	2109.6
37	5.66	1528.1	37	8.03	2168.2
38	5.81	1569.4	38	8.25	2226.8
39	5.97	1610.7	39	8.46	2285.4
40	6.12	1652.0	40	8.68	2344.0
41	6.27	1693.3	41	8.90	2402.6
42	6.43	1734.6	42	9.11	2461.2
43	6.58	1775.9	43	9.33	2519.8
44	6.73	1817.2	44	9.55	2578.4
45	6.89	1858.5	45	9.77	2637.0
46	7.04	1899.8	46	9.98	2695.6
47	7.19	1941.1	47	10.20	2754.2
48	7.35	1982.4	48	10.42	2812.8
49	7.50	2023.7	49	10.63	2871.4
50	7.65	2065.0	50	10.85	2930.0
51	7.80	2106.3	51	11.07	2988.6
52	7.96	2147.6	52	11.28	3047.2
53	8.11	2188.9	53	11.50	3105.8
54	8.26	2230.2	54	11.72	3164.4
55	8.42	2271.5	55	11.94	3223.0

Arm.Especial					Vigas V1 Nivel 1 y 2					Momentos				
Cable de Post-Tensado														
ε	Δ	c	g	T s	Δ	ε	fsp	Tsp	Cc	Hormig.	Msp	Ms	Mn	
s	s	cm	Max Giro	[kgf]	prs	ps		[kgf]	[kgf]	c	Ton-m	Ton-m	Ton-m	
0,00001	0,00001	17,36	2,65675E-07	309,204	3,35813E-06	0,003900002	8188,536002	172221,2892	172530,4932	17,367	38,95990004	0,147249129	39,10714917	
0,00004	0,004	17,46	0,000106553	1236,816	0,001336175	0,003900768	8190,141875	172255,0639	173491,8799	17,464	38,89433216	0,588470869	39,48280302	
0,00008	0,008	17,59	0,000213847	2473,632	0,002653836	0,003901525	8191,729483	172288,4545	174762,0865	17,592	38,80668221	1,175575056	39,98225727	
0,00012	0,012	17,71	0,000321802	3710,448	0,003954948	0,003902273	8193,297147	172321,4256	176031,8736	17,719	38,72622478	1,761470255	40,48769503	
0,00016	0,016	17,84	0,000430571	4947,264	0,005235737	0,003903009	8194,840321	172353,8816	177301,1456	17,847	38,63829319	2,345893644	40,98418683	
0,0002	0,02	17,97	0,000540103	6184,08	0,006497435	0,003903734	8196,360488	172385,8538	178569,9338	17,975	38,55021752	2,92895035	41,47916787	
0,00024	0,024	18,1	0,000650407	7420,896	0,007739837	0,003904448	8197,857404	172417,3369	179838,2329	18,103	38,46199743	3,510640375	41,97263781	
0,00028	0,028	18,23	0,00076149	8657,712	0,008962741	0,003905151	8199,330823	172448,3259	181106,0379	18,230	38,37363259	4,090963719	42,46459631	
0,00032	0,032	18,35	0,000873124	9894,528	0,010171896	0,003905846	8200,787672	172478,9663	182373,4943	18,358	38,29248651	4,670340898	42,96282741	
0,00036	0,036	18,48	0,000985761	11131,344	0,011355969	0,003906526	8202,214298	172508,9711	183640,3151	18,485	38,20383674	5,247983442	43,45182019	
0,0004	0,04	18,61	0,001099203	12368,16	0,012519923	0,003907195	8203,61668	172538,466	184906,626	18,613	38,11504118	5,824259305	43,93930049	
0,00044	0,044	18,74	0,001213458	13604,976	0,013663541	0,003907853	8204,994557	172567,4455	186172,4215	18,740	38,02609946	6,399168486	44,42526795	
0,00048	0,048	18,86	0,001328168	14841,792	0,014795794	0,003908503	8206,358738	172596,137	187437,929	18,868	37,94439773	6,973341762	44,9177395	
0,00052	0,052	18,99	0,001444043	16078,608	0,015898917	0,003909137	8207,687819	172624,0902	188702,6982	18,995	37,8551683	7,545570145	45,40073845	
0,00056	0,056	19,122	0,001560845	17315,424	0,016978873	0,003909758	8208,988984	172651,4563	189966,8803	19,122	37,76431202	8,116284665	45,88059668	
0,0006	0,06	19,24	0,001677852	18552,24	0,018053691	0,003910376	8210,283957	172678,6922	191230,9322	19,249	37,68367099	8,686715335	46,37038633	
0,00064	0,064	19,37	0,001796239	19789,056	0,019094022	0,003910974	8211,537375	172705,0541	192494,1101	19,377	37,59400441	9,254896237	46,84890064	
0,00068	0,068	19,5	0,001915493	21025,872	0,020112676	0,003911559	8212,764674	172730,8666	193756,7386	19,504	37,50418941	9,821710458	47,32589987	
0,00072	0,072	19,63	0,002035623	22262,688	0,021109415	0,003912132	8213,965566	172756,1238	195018,8118	19,631	37,41422562	10,387158	47,80138361	
0,00076	0,076	19,75	0,002156028	23499,504	0,022099291	0,003912701	8215,158187	172781,207	196280,711	19,758	37,33153953	10,95223758	48,28377712	
0,0008	0,08	19,88	0,002277904	24736,32	0,023052392	0,003913249	8216,306499	172805,3583	197541,6783	19,885	37,24128276	11,51500432	48,75628709	
0,00084	0,084	20,01	0,002400686	25973,136	0,023982852	0,003913783	8217,42753	172828,9358	198802,0718	20,012	37,15087597	12,07640438	49,22728035	
0,00088	0,088	20,13	0,002523659	27209,952	0,024908517	0,003914315	8218,542782	172852,3918	200062,3438	20,138	37,06776329	12,63759418	49,70535747	
0,00092	0,092	20,26	0,002648244	28446,768	0,025793898	0,003914824	8219,609496	172874,8269	201321,5949	20,265	36,97706111	13,19631344	50,17337455	
0,00096	0,096	20,39	0,002773765	29683,584	0,02665588	0,003915319	8220,648019	172896,6691	202580,2531	20,392	36,88620763	13,75366602	50,63987365	
0,001	0,1	20,51	0,002899391	30920,4	0,027515222	0,003915813	8221,683358	172918,4444	203838,8444	20,519	36,80266482	14,31096603	51,11363085	
0,00104	0,104	20,64	0,003026775	32157,216	0,028330617	0,003916282	8222,665748	172939,106	205096,322	20,645	36,71151343	14,86563781	51,57715124	
0,00108	0,108	20,77	0,003155127	33394,032	0,029121823	0,003916737	8223,618994	172959,1547	206353,1867	20,772	36,62020942	15,41894291	52,03915233	
0,00112	0,112	20,89	0,003283495	34630,848	0,029912636	0,003917191	8224,571764	172979,1933	207610,0413	20,898	36,53623277	15,97235314	52,50858591	
0,00116	0,116	21,02	0,003413773	35867,664	0,03065568	0,003917618	8225,466981	172998,0215	208865,6855	21,025	36,44462821	16,52297744	52,96760564	
0,0012	0,12	21,15	0,003545052	37104,48	0,031373708	0,003918031	8226,332057	173016,2158	210120,6958	21,151	36,35286965	17,07223505	53,4251047	
0,00124	0,124	21,27	0,003676253	38341,296	0,032093685	0,003918445	8227,199481	173034,4595	211375,7555	21,277	36,26845529	17,62175549	53,89021079	
0,00128	0,128	21,4	0,003809524	39578,112	0,032761905	0,003918829	8228,004546	173051,3916	212629,5036	21,403	36,17639342	18,16833231	54,34472573	
0,00132	0,132	21,52	0,003942652	40814,928	0,033433692	0,003919215	8228,813908	173068,4141	213883,3421	21,530	36,09168708	18,71527709	54,80696416	
0,00136	0,136	21,65	0,004077961	42051,744	0,034050975	0,00391957	8229,557602	173084,0555	215135,7995	21,656	35,99931999	19,25917311	55,2584931	
0,0014	0,14	21,78	0,004214329	43288,56	0,034641782	0,003919909	8230,269399	173099,026	216387,586	21,782	35,90679646	19,80170244	55,7084989	
0,00144	0,144	21,9	0,004350453	44525,376	0,035238671	0,003920252	8230,988521	173114,1506	217639,5266	21,908	35,82164561	20,34475743	56,16640304	
0,00148	0,148	22,03	0,004488929	45762,192	0,035776767	0,003920561	8231,63681	173127,7854	218889,9774	22,034	35,72881389	20,88460597	56,61341986	
0,00152	0,152	22,15	0,004627093	46999,008	0,036322679	0,003920875	8232,294515	173141,6182	220140,6262	22,159	35,64336639	21,42508528	57,06845167	
0,00156	0,156	22,28	0,004767726	48235,824	0,036806846	0,003921153	8232,877783	173153,8865	221389,7105	22,285	35,55022444	21,96225303	57,51247747	
0,0016	0,16	22,41	0,004909481	49472,64	0,037262964	0,003921415	8233,427352	173165,4441	222638,0841	22,411	35,45692341	22,49805408	57,9549775	
0,00164	0,164	22,53	0,005050816	50709,456	0,037729597	0,003921684	8233,989541	173177,268	223886,724	22,537	35,37102405	23,03464361	58,40566766	
0,00168	0,168	22,66	0,005194805	51946,272	0,03812987	0,003921914	8234,471781	173187,4105	225133,6825	22,662	35,27740958	23,56776388	58,84517346	
0,00172	0,172	22,78	0,005338299	53183,088	0,03854252	0,003922151	8234,968932	173197,8666	226380,9546	22,788	35,19120852	24,10177774	59,29298625	
0,00176	0,176	22,91	0,005484575	54419,904	0,038885634	0,003922348	8235,382307	173206,5607	227626,4647	22,913	35,09727841	24,6322172	59,7294956	
0,0018	0,18	23,03	0,005630278	55656,72	0,03924304	0,003922553	8235,8129	173215,6169	228872,3369	23,038	35,01077353	25,16365539	60,17442892	
0,00184	0,184	23,16	0,005778894	56893,536	0,039527638	0,003922717	8236,155776	173222,8283	230116,3643	23,164	34,9165255	25,69141405	60,60793955	
0,00188	0,188	23,28	0,00592686	58130,352	0,039828499	0,00392289	8236,518245	173230,4517	231360,8037	23,289	34,82971463	26,22027657	61,0499912	
0,00192	0,192	23,41	0,006077873	59367,168	0,040053181	0,003923019	8236,788936	173236,1449	232603,3129	23,414	34,73514632	26,74535444	61,48050076	
0,00196	0,196	23,53	0,006228154	60603,984	0,040296155	0,003923159	8237,081664	173242,3015	233846,2855	23,539	34,6480272	27,27164129	61,91966849	
0,002	0,2	23,66	0,006381621	61840,8	0,040459477	0,003923253	8237,278429	173246,4399	235087,2399					

Vigas V1 nivel 3 y 4													
Arm.Especial					Cable Postensados					Momentos			
	Δ	c	g	T s	Δ	ε	fsp	Tsp	Cc	Hormig.	Msp	Ms	Mn
	s		Max Giro	[kgf]	prs	ps		[kgf]	[kgf]	c	Ton-m	Ton-m	Ton-m
0,00001	0,00001	19,65	2,8289E-07	387,891	2,9279E-06	0,0039	8188,53548	194887,145	195275,036	19,6564993	42,1906307	0,1809463	42,371577
0,00004	0,004	19,77	0,00011354	1551,564	0,00116151	0,00390067	8189,93143	194920,368	196471,932	19,7769796	42,0984138	0,72299391	42,8214077
0,00008	0,008	19,93	0,00022812	3103,128	0,00229712	0,00390132	8191,29969	194952,933	198056,061	19,9364389	41,972879	1,4438777	43,4167567
0,00012	0,012	20,09	0,00034374	4654,692	0,00340647	0,00390196	8192,63631	194984,744	199639,436	20,0958225	41,8471383	2,16265136	44,0097897
0,00016	0,016	20,25	0,00046043	6206,256	0,00448921	0,00390258	8193,94086	195015,792	201222,048	20,2551291	41,7211911	2,87931489	44,600506
0,0002	0,02	20,41	0,0005782	7757,82	0,00554496	0,00390319	8195,21289	195046,067	202803,887	20,4143579	41,5950366	3,5938683	45,1889049
0,00024	0,024	20,57	0,00069707	9309,384	0,00657334	0,00390378	8196,45194	195075,556	204384,94	20,5735077	41,468674	4,30631158	45,7749856
0,00028	0,028	20,73	0,00081704	10860,948	0,00757397	0,00390435	8197,65756	195104,25	205965,198	20,7325773	41,3421028	5,01664473	46,3587475
0,00032	0,032	20,89	0,00093814	12412,512	0,00854647	0,00390491	8198,82927	195132,137	207544,649	20,8915658	41,2153221	5,72486775	46,9401898
0,00036	0,036	21,05	0,00106038	13964,076	0,00949043	0,00390545	8199,9666	195159,205	209123,281	21,0504718	41,0883312	6,43098065	47,5193118
0,0004	0,04	21,2	0,00118343	15515,64	0,0104142	0,00390599	8201,07961	195185,695	210701,335	21,2093196	40,9694773	7,13564284	48,1051202
0,00044	0,044	21,36	0,00130797	17067,204	0,01130083	0,00390649	8202,14787	195211,119	212278,323	21,3680602	40,8420704	7,83760142	48,6796718
0,00048	0,048	21,52	0,00143369	18618,768	0,01215771	0,00390699	8203,18027	195235,69	213854,458	21,5267149	40,7144509	8,53744988	49,2519007
0,00052	0,052	21,68	0,00156062	20170,332	0,01298439	0,00390746	8204,17629	195259,396	215429,728	21,6852824	40,586618	9,23518821	49,8218062
0,00056	0,056	21,84	0,00168878	21721,896	0,01378046	0,00390792	8205,13542	195282,223	217004,119	21,8437616	40,458571	9,93081641	50,3893874
0,0006	0,06	22	0,00181818	23273,46	0,01454545	0,00390836	8206,05712	195304,159	218577,619	22,0021511	40,3303089	10,6243345	50,9546434
0,00064	0,064	22,16	0,00194884	24825,024	0,01527893	0,00390878	8206,94084	195325,192	220150,216	22,1604495	40,201831	11,3157424	51,5175734
0,00068	0,068	22,31	0,00208015	26376,588	0,01599633	0,00390919	8207,80518	195345,763	221722,351	22,3187016	40,0815321	12,0061613	52,0876934
0,00072	0,072	22,47	0,00221334	27928,152	0,01666646	0,00390958	8208,61258	195364,979	223293,131	22,4768173	39,9526267	12,6934149	52,6460416
0,00076	0,076	22,63	0,00234785	29479,716	0,01730368	0,00390994	8209,38032	195383,252	224862,968	22,6348379	39,8235028	13,3785584	53,2020612
0,0008	0,08	22,79	0,0024837	31031,28	0,01790748	0,00391029	8210,1078	195400,566	226431,846	22,7927621	39,6941594	14,0615918	53,7557512
0,00084	0,084	22,95	0,0026209	32582,844	0,01847738	0,00391062	8210,79443	195416,907	227999,751	22,9505884	39,5645956	14,7425151	54,3071107
0,00088	0,088	23,1	0,00275862	34134,408	0,01903448	0,00391094	8211,46564	195432,882	229567,29	23,1083778	39,4432415	15,4227789	54,8660204
0,00092	0,092	23,26	0,00289855	35685,972	0,01953623	0,00391123	8212,07016	195447,27	231133,242	23,2660074	39,3132411	16,0995478	55,4127889
0,00096	0,096	23,42	0,0030399	37237,536	0,02000253	0,0039115	8212,63197	195460,641	232698,177	23,4235346	39,1830174	16,7742067	55,957224
0,001	0,1	23,58	0,00318269	38789,1	0,02043285	0,00391174	8213,15042	195472,98	234262,08	23,580958	39,0525693	17,4467553	56,4993247
0,00104	0,104	23,73	0,00332587	40340,664	0,02085321	0,00391198	8213,65689	195485,034	235825,698	23,7383527	38,9303558	18,1189084	57,0492642
0,00108	0,108	23,89	0,00347155	41892,228	0,02121119	0,00391219	8214,08818	195495,299	237387,527	23,8955673	38,7994632	18,7873028	57,586766
0,00112	0,112	24,05	0,00361874	43443,792	0,0215315	0,00391237	8214,47411	195504,484	238948,276	24,0526732	38,6683431	19,453587	58,1219301
0,00116	0,116	24,2	0,00376623	44995,356	0,02184416	0,00391255	8214,8508	195513,449	240508,805	24,209757	38,5454765	20,1196734	58,6651499
0,0012	0,12	24,36	0,00391645	46546,92	0,02208877	0,00391269	8215,14551	195520,463	242067,383	24,3666444	38,4139054	20,7818034	59,1957088
0,00124	0,124	24,52	0,00406824	48098,484	0,02229396	0,00391281	8215,39273	195526,347	243624,831	24,523418	38,2821035	21,4418232	59,7239267
0,00128	0,128	24,68	0,00422164	49650,048	0,0224591	0,00391291	8215,59169	195531,082	245181,13	24,680076	38,1500695	22,0997329	60,2498023
0,00132	0,132	24,83	0,00437521	51201,612	0,02261982	0,003913	8215,78533	195535,691	246737,303	24,8367213	38,0263146	22,7577085	60,7840231
0,00136	0,136	24,99	0,00453182	52753,176	0,02270443	0,00391305	8215,88727	195538,117	248291,293	24,9931468	37,8938205	23,4114639	61,3052844
0,0014	0,14	25,14	0,00468855	54304,74	0,02278634	0,0039131	8215,98595	195540,466	249845,206	25,1495646	37,7696186	24,0654171	61,8350357
0,00144	0,144	25,3	0,00484848	55856,304	0,02278788	0,0039131	8215,98781	195540,51	251396,814	25,3057504	37,6366596	24,7150181	62,3516777
0,00148	0,148	25,46	0,00501016	57407,868	0,02274611	0,00391307	8215,93748	195539,312	252947,18	25,4618111	37,5034624	25,362509	62,8659714
0,00152	0,152	25,61	0,00517183	58959,432	0,02270432	0,00391305	8215,88714	195538,114	254497,546	25,6178719	37,378577	26,0103956	63,3889726
0,00156	0,156	25,77	0,00533698	60510,996	0,02257544	0,00391297	8215,73185	195534,418	256045,414	25,7736812	37,2449071	26,6537322	63,8986394
0,0016	0,16	25,92	0,00550206	62062,56	0,02244842	0,0039129	8215,57882	195530,776	257593,336	25,9294959	37,1195625	27,2975964	64,4171589
0,00164	0,164	26,08	0,00567082	63614,124	0,0222296	0,00391278	8215,31518	195524,501	259138,625	26,0850457	36,9854147	27,9367787	64,9221934
0,00168	0,168	26,24	0,00584145	65165,688	0,02196384	0,00391262	8214,99499	195516,881	260682,569	26,2404599	36,8510217	28,5738509	65,4248726
0,00172	0,172	26,39	0,00601188	66717,252	0,0217029	0,00391247	8214,68061	195509,399	262226,651	26,3958881	36,7249742	29,2116484	65,9366226
0,00176	0,176	26,55	0,00618629	68268,816	0,02134271	0,00391227	8214,24664	195499,07	263767,886	26,5510297	36,5900947	29,8445663	66,434661
0,0018	0,18	26,7	0,00636042	69820,38	0,0209894	0,00391206	8213,82097	195488,939	265309,319	26,7061913	36,4635744	30,4783414	66,9419157
0,00184	0,184	26,86	0,00653873	71371,944	0,02053163	0,0039118	8213,26944	195475,813	266847,757	26,8610513	36,3282024	31,1071049	67,4353073
0,00188	0,188	27,01	0,00671668	72923,508	0,02008289	0,00391154	8212,72878	195462,945	268386,453	27,0159374	36,2012034	31,7368576	67,938061
0,00192	0,192	27,17	0,00689903	74475,072	0,01952425	0,00391122	8212,05573	195446,926	269921,998	27,1705063	36,0653327	32,3614668	68,4267996
0,00196	0,196	27,32	0,00708092	76026,636	0,01897688	0,00391091	8211,39624	195431,23	271457,866	27,3251077	35,937849	32,9871971	68,9250461
0,002	0,2	27,47	0,0072648	77578,2	0,01837995	0,00391056	8210,67704	195414,114	272992,314	27,479566	35,8101248	33,6109491	69,4210739
0,00204	0,204	27,63	0,00745342	79129,764	0,0176646	0,00391015	8209,81516	195393,601	274523,365	27,6336825	35,6734982	34,2293598	69,902858
0,00208	0,208	27,78	0,00764144	80681,328	0,016964	0,00390975	8208,97106	195373,511	276054,839	27,7878416	35,5452798	34,8490894	70,3943692
0,00212	0,212	27,94	0,00783444	82232,892	0,01613895	0,00390928	8207,97702	195349,853	277582,745	27,9416415	35,4081376	35,4633458	70,8714835

Diseño Armadura Especial Viga V2

Geometria Elegida

Viga

Lv =	880	[cm]	Largo de viga
b =	45	[cm]	Ancho de Seccion
h =	60	[cm]	Altura de Seccion
d =	52	[cm]	Altura Efectiva
Beta 1 =	0,85		Coef.Bloque de Tensionesde Hormigon
f`c =	250	[kg/cm2]	Resistencia a compresion de Hormigon

Armadura Especial

As =	14,7257813	[cm2]	Area de Acero Refuerzo Especial
db =	2,5	[cm]	Diametro Barra de Acero Refuerzo Especial
Lu =	100	[cm]	Longitud sin Adherencia de Refuerzo Especial
fy =	2800	[kg/cm2]	Esfuerzo de Fluencia para Acero
fu =	4400	[kg/cm2]	Esfuerzo Ultimo de Acero
Es =	2100000	[kg/cm2]	Modulo de Elasticidad de Refuerzo Especial
esh =	0,0013		Deformacion Unitaria de Acero Refuerzo Especial en Fluencia
eu =	0,00209		Deformacion Unitaria de Acero Refuerzo Especial en Tension Ultima

M.demanda	1806000	[kg-cm]	Maxima Demanda de Momento para la Union
d-d'	44	[cm]	Distancia entre enfierraduras Superior e Inferior de Refuerzo Especial
λx	1		Coeficiente de resistencia para acero en Compresion
λ	1,35		Coeficiente de resistencia para acero en Traccion
d'	8	[cm]	Distancia de enfierradura de barras de refuerzo especial a cara mas cercana del extremo de seccion

As	Ts	Ts´	Cc	a des	Alfa des	n des	Capacidad Mo	Ds	Ts
[cm2]	[kgf]	[kgf]	[kgf]				[kg-cm]		[kgf]
10,8585859	41045,4545	30404,0404	10641,4141	1,11282762	0,00927356	0,02182015	1885210,283	0,147875	45729,0729

