



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**"Edificios Estructurados  
sobre Planta Baja Débil"**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:**

**CÉSAR AUGUSTO ROSALES RODRÍGUEZ**

**DIRECTOR DE TESIS:**

**ING. FRANCISCO DE JESÚS CHACÓN GARCÍA**



**MÉXICO, D.F.**

**JUNIO DE 2004**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIRECCIÓN  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/016/04

Señor.  
CÉSAR AUGUSTO ROSALES RODRÍGUEZ  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. FRANCISCO DE JESÚS CHACÓN GARCÍA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.


**"EDIFICIOS ESTRUCTURADOS SOBRE PLANTA BAJA DÉBIL"**

- INTRODUCCIÓN
- I. MARCO TEÓRICO
- II. CONCEPTOS GENERALES
- III. GENERALIDADES DEL PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL
- IV. EDIFICIOS CON MUROS DE CARGA
- V. EDIFICIOS CON PLANTA BAJA DÉBIL
- VI. PRÁCTICA DEL DISEÑO EN EDIFICIOS DE PLANTA BAJA DÉBIL
- VII. CONCLUSIONES

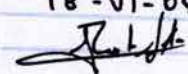
Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 23 de Febrero del 2004.  
EL DIRECTOR

  
M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/AJP/crc.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: César Augusto  
Rosales Rodríguez  
FECHA: 18-VI-04  
FIRMA: 

---

---

# Dedicatorias

A quien ha llevado en hombros la responsabilidad de forjar hombres de bien

**A mi Padre**

Por haberme dado vida con amor, valores por los cuales luchar, por ser humana

**A mi Madre**

Por el amor, cariño y comprensión que me has dado por sobre todas las cosas

**A Naye**

Por sus muestras de trabajo, sus deseos de superación, ánimo, fuerza y unión

**A mis hermanos**

**por ustedes, gracias**

---

---

---

---

## CONTENIDO

	<b>Página</b>
Índice	i
Introducción	1
I. Marco Teórico	3
II. Conceptos Generales	9
II.1. Flexibilidad	9
II.2. Torsión	10
II.3. Concentraciones de Masa	14
II.4. Columnas Débiles	15
II.5. Muros Estructurales	16
II.6. Pisos Débiles	19
II.7. Propiedades Estructurales	20
II.8. Enfoques del Análisis Estructural	23
II.9. Redistribución de Momentos	24
III. Generalidades del Proceso de Diseño Estructural	30
III.1. Conceptos de Ingeniería Estructural	30
III.2. El Proceso de Diseño	33
III.3. Solicitaciones	37
III.4. Análisis	41
III.5. Diseño	44
III.6. Diseño por Capacidad	46

---

---

IV. Edificios con Muros de Carga	48
IV.1. Características Generales	48
IV.2. Comportamiento Estructural	64
IV.3. Casos Prácticos	80
V. Edificios con Planta Baja Débil	89
V.1. Características Generales	89
V.2. Comportamiento Estructural	97
V.3. Casos Prácticos	100
VI. Práctica del Diseño en Edificios de Planta Baja Débil	106
VI.1. Planta Baja y Muros Aislados	111
VI.2. Apéndice sobre Planta Baja	127
VI.3. Muros Acoplados a Planta Baja	131
VII. Conclusiones y Recomendaciones	150
Referencias	154
Anexo 1	A1
Anexo 2	A7
Anexo 3	A28
Anexo 4	A49
Anexo 5	A81

# INTRODUCCIÓN

El progreso de un país está en función del desarrollo de su infraestructura entre otras cosas, razón por la cual la Ingeniería Civil toma un papel de primordial importancia para conseguir los objetivos conjuntos de una sociedad. En nuestro caso, aún nos encontramos con áreas de estudio que no se han explorado hasta sus últimas consecuencias, dando como resultado la necesidad por desarrollar el campo de la experimentación de manera más amplia y así poder corroborar ciertas teorías como por ejemplo el comportamiento de las estructuras.

Existen diversos criterios de diseño, ante los cuales los reglamentos "sugieren" ciertas consideraciones las cuales el Ingeniero Civil se verá en la necesidad de atender en su mayoría, sin embargo, en raras ocasiones se encontrará con haberlas cumplido todas. A esto falta sumarle el problema de las incertidumbres, principalmente durante la realización de un proyecto de Diseño Estructural en donde intervienen un sinnúmero de variables que en determinados casos podrían complicar el diseño y llevar a situaciones difíciles de justificar.

Desafortunadamente, la manera de formar un criterio propio sobre lo que sería un adecuado Diseño Estructural es la experiencia tomada de los malos diseños propios y ajenos y de problemas estructurales de edificaciones ya elaboradas. A pesar de tratar de normalizar reglamentos de diseño (por ejemplo el Sismo-Resistente), no se ha podido concluir dicha labor debido a que en un principio las estructuras no se comportan de igual manera a consecuencia de su estructuración, diseño y construcción que pueden verse afectadas por falta de experiencia, ignorancia, descuido y/o imprudencia durante el desarrollo del proyecto. Por otro lado, la incertidumbre del comportamiento del suelo ante el paso de las ondas sísmicas, nos llevan al desarrollo de la investigación del comportamiento que se presenta en la interacción suelo-cimentación-estructura pero qué sismo, de qué magnitud, foco, duración, velocidad de propagación de las ondas en los estratos, etc., han hecho que la misma quede como simples suposiciones y se trate de desarrollar un diseño confiable en base a la experiencia.



En el siguiente trabajo se presenta un tipo de edificación que en la actualidad se sigue realizando y que en un futuro seguramente se controlará estrictamente su construcción tratando de obtener ciertas concesiones arquitectónicas para lograr un buen comportamiento de la estructura. El tema en cuestión es el denominado por muchos "Planta Baja Débil", basados en la concepción de que el problema radica en la falta de resistencia y en la sobrerresistencia de los entresijos del esquema estructural, y que en este trabajo se tomará en cuenta de manera conceptual para visualizar la manera en que este hecho participa en el problema.

Los edificios con "Planta Baja Débil", son muy debatidos por los investigadores debido a la gran demanda de ductilidad en el primer nivel, demanda que se refleja en la disipación de la mayor parte de la energía generada durante alguna excitación sísmica. Es bien sabido que la disipación de la energía inducida por los sismos en las estructuras, es disipada por medio de desplazamientos de sus entresijos, que para el caso de una Planta Baja Débil son de consideración por la variación de rigidez y de resistencia de un entresijo a otro. Por ésta razón, vale al pena comentar la necesidad de la participación de los Muros Estructurales para cumplir con las restricciones de desplazamientos especificados por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y lograr también un aporte, determinado por el Ingeniero Estructuralista, en la rigidez de la estructura así como enfrentar los problemas de torsión, tema que requiere de mayor atención y que se menciona para un posterior desarrollo de trabajos similares al presente.

Los edificios con "Planta Baja Débil", son un problema que tiene en sus manos el Ingeniero Estructuralista y que no se debe pasar por alto, debemos enfocarnos a la búsqueda de un correcto esquema estructural para este tipo de edificaciones y llevar a cabo el proyecto, proponer soluciones factibles y obtener las concesiones necesarias por parte de los arquitectos para que la estructura tenga un comportamiento adecuado.

# Capítulo I

# MARCO TEÓRICO

Desde principios de siglo, el concreto reforzado ha sido el material estructural más comúnmente utilizado para edificios de varios pisos en México. A lo largo de los años, se han erigido muchos edificios prominentes y se ha desarrollado una práctica bien establecida.

El sismo de 1985 causó daños severos en edificios de concreto reforzado y evidenció la necesidad de realizar modificaciones importantes a la práctica adoptada hasta entonces. Los daños por este sismo se concentraron en la llamada zona lacustre de la Ciudad de México, donde las gruesas capas de arcilla muy blanda amplificaron enormemente las ondas sísmicas.

Las fallas en dichas estructuras, se debieron principalmente a la flexocompresión excéntrica y a la falta de adherencia o capacidad a cortante en las uniones viga-columna. Con frecuencia, en las fallas influyeron irregularidades en el esquema estructural, tales como la ausencia de una simetría en planta y la discontinuidad en la resistencia a la flexión de los elementos estructurales. El golpeteo entre edificios y asentamientos adyacentes fueron otras causas de los daños.

La experiencia de 1985 ha originado un cambio drástico en el diseño y en la práctica de la construcción de edificios en México. Dichas modificaciones van más allá que las generadas por el significativo aumento de coeficientes sísmicos especificados por el nuevo código de construcción. Los cambios abarcan los materiales estructurales (concreto y acero de refuerzo), sistemas estructurales, métodos de diseño, detalle del refuerzo, así como los procedimientos de construcción y el control de calidad realizado en el lugar de la edificación.

La primera evidencia de cambio en la práctica, se observó en la rehabilitación de los edificios dañados por el sismo, y de aquéllos cuya seguridad fue considerada insuficiente, aún cuando no hubieran sufrido daño alguno en esa ocasión. Posteriormente, estos cambios se reflejaron en las características de las nuevas construcciones.

Hasta principios de los años '50, la construcción con concreto se limitaba a edificios de poca altura, caracterizados por marcos muy flexibles y abundantes muros de relleno y de fachada de mampostería que mucho contribuían a la rigidez y resistencia a cargas laterales. El desempeño relativamente bueno que observaron estos edificios durante los sismos, causó por un lado que se subestimaran las intensidades alcanzadas por sismos anteriores y, en particular, su potencial destructivo ante estructuras de período largo; y por el otro, que el buen desempeño se atribuyera a la resistencia de estructuras de marcos flexibles, en vez de atribuirlo al efecto de los muros de relleno de mampostería rígida, cuya contribución a la capacidad de carga fue habitualmente ignorada. Durante los años '60 y '70, se erigieron edificios más altos con estructuras de concreto bastante inadecuadas.

Adicionalmente, los cambios en los estilos arquitectónicos requirieron la eliminación de muros de fachada y de paredes divisorias de mampostería. La flexibilidad inherente de estas estructuras se veía aumentada por la falta de capacidad del suelo de arcilla blanda del Valle de México, en proporcionar un empotramiento adecuado de la estructura, a fin de garantizar las hipótesis de diseño. La adopción de sistemas estructurales flexibles fue particularmente desafortunada, si se consideran los largos períodos de vibración que predominan en los movimientos del terreno en la zona del lago. Además, las tendencias arquitectónicas derivaron en edificios muy irregulares, en los cuales fue muy común encontrar plantas carentes de simetría y cambios abruptos en el perfil vertical. Lo anterior constituyó un cambio marcado con relación a los edificios sólidos y regulares de épocas anteriores.

Después de 1985, los requisitos más estrictos sobre desplazamientos laterales permisibles y la conciencia sobre la respuesta sísmica inadecuada de ciertos tipos de edificios, dieron lugar a la adopción de sistemas estructurales que intrínsecamente son más rígidos y fuertes bajo cargas laterales. En la actualidad, las estructuras de marcos casi siempre integran muros de concreto, y con frecuencia se utilizan las fachadas para rigidizar los edificios por medio de diagonales de contraviento o de elementos muy robustos en los marcos. Asimismo, ya no es común el sistema de losas planas, y cuando éste se usa, siempre se adicionan muros de concreto.

Claramente puede observarse una tendencia a la utilización de sistemas estructurales uniformes y a evitar formas o disposiciones irregulares en los edificios y discontinuidades en los elementos estructurales.

En algunos edificios recientemente construidos, pueden encontrarse todavía diversas prácticas que no son adecuadas. Debe promoverse una mejor utilización de los sistemas "duales", con la integración adecuada de marcos y muros de concreto. Estos muros a menudo se concentran en pequeños núcleos, tales como los cubos de escaleras y de elevadores. Una distribución más uniforme de los muros de concreto dará por resultado una transmisión de fuerzas más favorable a los cimientos, y una rigidez torsional mayor en el edificio.

Un número importante de los edificios que sufrieron colapso o daños excesivos en 1985 eran del tipo conocido como Planta Baja Débil, caracterizados por poseer una densidad de muros (estructurales o de relleno) en una o dos direcciones en el primer entrepiso (planta baja) significativamente menor que la de los entrepisos superiores. Como consecuencia de esta distribución de muros, los entrepisos superiores poseían resistencias laterales mayores que el primero, tanto en términos absolutos como en proporción a la resistencia lateral requerida para mantener la respuesta del sistema dentro del intervalo lineal.

Los elevados niveles de daño que sufrieron las construcciones de este tipo pueden atribuirse, en parte, a las peculiaridades de su respuesta no lineal y a las incertidumbres ligadas a su predicción, acentuadas por las bruscas variaciones de factores de seguridad, pero probablemente también en gran medida a la poca resistencia lateral de la planta baja, independientemente de las resistencias de otros entrepisos. Por otro lado, la elevada proporción en que estas construcciones participan en el número total de casos de colapso o daños severos es, en parte, un reflejo del alto porcentaje que representan dentro del número total de edificios existentes en la ciudad. De lo anterior resulta la conveniencia de entender hasta qué punto el comportamiento esperado de edificios con Planta Baja Débil es sistemáticamente más desfavorable que el de edificios con rigidez de entrepiso y factor de seguridad uniformes o lentamente variables en la altura, diseñados para los mismos coeficientes y espectros sísmicos, y cómo deben modificarse los criterios de diseño de los primeros, a fin de lograr los mismos niveles de seguridad que en los segundos.

Como complemento a lo anterior, las Normas Técnicas Complementarias nos encaminan a aprovechar otras propiedades de las estructuras, destacando el hecho de que la situación más favorable es aquella en que la disipación de energía por deformación inelástica se reparte uniformemente en todos los entrepisos. Si todos los entrepisos menos uno, o menos unos cuantos, están sobrediseñados, aquél o aquéllos que no lo estén tienen que encargarse de la totalidad de la energía que ha de disiparse en deformación inelástica, lo cual les impone una gran demanda de ductilidad.

No obstante lo anterior, sigue siendo cierto que si - en relación con las fuerzas cortantes esperadas - todos los entrepisos están sobrediseñados salvo uno o unos cuantos, la demanda de ductilidad que se impone a estos últimos es desmesuradamente grande.

El caso estudio por analizar, es el de edificios o construcciones similares de varios pisos en los que uno de ellos, habitualmente el inferior, debe ser libre y los superiores tienen rellenos que aumentan su rigidez, así como alteran sustancialmente la distribución de solicitaciones previstas en un proyecto que no tome estas influencias en cuenta.

Es frecuente que en edificios de varios pisos aparezca la necesidad funcional de eliminar componentes rígidos en un nivel determinado, generalmente el primero. Ejemplos de esta situación son los edificios que en la planta baja tienen comercios y en los pisos superiores viviendas u oficinas, así como el caso de edificios con cocheras en los niveles inferiores. Es común en todos esos edificios que en los pisos superiores exista una cantidad de muros - la mayoría de las veces construidos con mampostería no desligada - que deben ser suprimidos en la planta baja. Por eso resulta de interés estudiar el problema y proponer una solución que permita resolver la necesidad funcional sin comprometer la seguridad.

Son muy conocidos los daños y aun los colapsos provocados por las transiciones bruscas de resistencia y las discontinuidades de la rigidez en lo alto del edificio. También es conocida la dificultad para caracterizar adecuadamente los conceptos de "regularidad en altura", sobre todo cuando esa regularidad no depende tanto de la geometría de la construcción como de las diversas funciones que se desarrollan en sus distintos niveles. Es necesario, por otra parte, proporcionar una herramienta que permita evidenciar problemas en primer lugar y resolverlos adecuadamente en segundo.

La ductilidad que pueden desarrollar las estructuras rigidizadas es significativa sin recurrir a detalles de armado especiales. Obviamente, la ductilidad se podría mejorar si se confinaran las zonas de articulaciones. Una consecuencia directa del diseño de edificios relativamente rígidos, tanto de la estructura en general como del mecanismo de colapso, es que los daños se producirán primero en componentes relativamente fáciles de reparar. Otra consecuencia es que las distorsiones de los niveles superiores disminuyen como consecuencia de las rigidizaciones. Esto significa que los llamados "componentes no estructurales" interferirán escasamente con el funcionamiento de la estructura y por consiguiente serán poco dañados. Esto, en definitiva, representa lograr coherencia entre estructura y construcción.

Es muy probable que en los edificios existan núcleos de circulación vertical. Estos núcleos, si son cerrados, pueden proporcionar una estructura continua que aminore o aun anule los efectos perjudiciales de la transición.

La flexibilidad asociada con los desplazamientos horizontales de los pisos, tiene poco que ver con el comportamiento de la estructura. Entonces las designaciones "piso flexible", o "piso suave", que suelen utilizarse habitualmente para indicar su inconveniencia conducen a una mala interpretación del problema y a errores conceptuales en cuanto al modo de corregirlo.

El peligro no está en la rigidez (o falta de rigidez) del piso sino en la falta de resistencia. El error proviene de confundir o correlacionar directamente ambos aspectos. Son propiedades distintas de la estructura y pueden, hasta cierto punto, ser independientes. Esto es válido para cualquier material pero es especialmente notable para las estructuras de concreto reforzado. En ellas la rigidez está más relacionada con la geometría de la sección de concreto mientras que la resistencia varía ampliamente con la cuantía de acero y por lo tanto se puede tener una amplia gama de resistencias con rigidez casi constante en una determinada pieza o estructura.

El problema conceptual del piso débil es simple: LOS TERREMOTOS LOS PROHÍBEN y sin embargo, es necesario prestar mayor atención a los mismos para llegar a estructuras confiables.

Un concepto que poco a poco se abre paso entre los ingenieros pero que todavía es desconocido para muchos y que pocas veces se enuncia claramente, es el siguiente:

"...Desde que es imposible - prácticamente - evitar los daños en las construcciones sometidas a un terremoto intenso es necesario controlarlos si se quiere evitar el colapso. Esto implica un cambio profundo en la actitud con la que el proyectista de la estructura debe enfocar el proyecto. Ante todo debe diseñar, no calcular, y debe diseñar con el control de los daños presente como objetivo fundamental..." (Reboredo A. Y Lema R.)

Se trata de un verdadero cambio de rol del proyectista estructural: antes que evitar los daños - tarea imposible - debe controlarlos, es decir, elegir dónde y cómo se producirán. Esto es diseñar el daño. En consecuencia se ha presentado la necesidad de un cambio profundo en los métodos de entrenamiento para los futuros profesionales y de la actualización para los que están ya trabajando.

Otra reflexión relacionada con este tema, que aumenta su importancia, es que el problema de los daños y sus consecuencias excede largamente el caso de la construcción en zonas sísmicas. Desgraciadamente con demasiada frecuencia nos enteramos de colapsos por distintas causas. Esto pone en evidencia la necesidad de considerar las acciones extraordinarias, no solamente las de sismo, y diseñar la construcción de manera que falle en forma controlada si es que es imposible soportarlas sin daño.

La geometría de la estructura por sí sola es insuficiente para garantizar el buen funcionamiento, y el estudio conceptual del mecanismo de colapso es una buena herramienta para controlar el desempeño de cualquier estructura.

Se ha avanzado mucho en el camino de la comprensión del funcionamiento de las construcciones sometidas a los terremotos. Sin embargo, falta bastante por normalizar los criterios de diseño de las estructuras y las construcciones.

Uno de los campos en los que tenemos un gran déficit es el experimental. Sería muy útil construir un modelo de escala apropiada de un marco y ensayarlo para comprobar nuestras elucubraciones teóricas.

También tenemos que esforzarnos más todavía en alertar a los ingenieros acerca de los peligros de los procesos "automáticos", sobre todo aquellos derivados de programas que arrancan con la geometría y terminan con las dimensiones y armados sin intervención del proyectista. Se puede utilizar pero los resultados deben controlarse con cuidado. No es lo mismo cumplir con la letra del reglamento que garantizar la seguridad de la construcción.

La única manera de enfrentar el riesgo del sismo es con el diseño, con un buen diseño. El método de análisis nunca supe al diseño. El análisis puede ayudar a descubrir los méritos o deméritos de un diseño si se le usa con ese objetivo, si no, sólo engaña al que lo usa y lo convierte en un esclavo de los medios que utiliza.

Nuestras construcciones deben ser seguras, eso nadie lo discute, pero ante todo deben "servir para sus propósitos". En caso contrario, aunque sean "buenas estructuras" no sirven. La construcción nace con su estructura.

# Capítulo II

# CONCEPTOS

# GENERALES

## II.1. Flexibilidad

La flexibilidad de una estructura ante cargas sísmicas puede definirse como su susceptibilidad a sufrir grandes deformaciones laterales entre los diferentes pisos (Vulnerabilidad Estructural y no Estructural de Hospitales). Las principales causas de la flexibilidad residen en la distancia entre los apoyos (claros), las alturas libres, y la rigidez de los entrepisos. Dependiendo de su grado, la flexibilidad puede traer como consecuencia:

- ✓ Daños en los elementos no estructurales adosados a niveles continuos.
- ✓ Inestabilidad del o de los pisos flexibles, o del edificio en general.

El diseño sismo-resistente de estructuras contempla la posibilidad de daño en los elementos estructurales para los sismos más intensos. Desde este punto de vista, el diseño de la estructura debe buscar que la resistencia a las fuerzas sísmicas no dependa en gran parte o totalmente de un número reducido de elementos, puesto que la falla de los mismos puede tener como consecuencia el colapso parcial o total en los instantes posteriores del sismo, debido a la debilidad de los restantes.



El menor número de elementos en un área determinada conlleva a la presencia de grandes espacios entre los apoyos y, por tanto, menor rigidez lateral de la estructura. Debe tenerse presente que el diseño sismo-resistente usual evalúa unas fuerzas de diseño correspondientes a sismos muy intensos y con una respuesta de la estructura a nivel inelástico, las cuales distribuye entre los elementos de acuerdo con su rigidez, es decir, según un modelo elástico. Ésta distribución se lleva a cabo, al afectar las fuerzas de diseño por el cociente entre la rigidez del elemento al que se le ha de asignar la fuerza, con respecto al total de la rigidez de la estructura o de la zona en cuestión. El olvido de la contradicción anterior, ha sido causa frecuente de errores en el planteamiento estructural de edificios, pues en el momento de suceder tal sismo intenso los elementos estructurales responderán de acuerdo al esquema inelástico, es decir, según la resistencia, y dejarán atrás el esquema elástico de distribución estricta de acuerdo a la rigidez, debido al ingreso global de la estructura en el campo no lineal. Por lo tanto, si gran parte de la resistencia de la estructura se concentra en un solo elemento (por ejemplo, las paredes de escaleras y ascensores) y éste, como es de prever de acuerdo al diseño, falla, la estructura no queda con capacidad para absorber la energía sísmica en los instantes siguientes del sismo. En este sentido, debe buscarse que la resistencia a las fuerzas sísmicas se distribuya entre el mayor número de elementos posible, con independencia de la rigidez elástica suministrada.

## II.2. Torsión

Es sabido que cuando en un sistema estructural las resultantes de la acción sísmica no actúan a través de los centros de rigidez, se genera torsión. Mucho se ha aprendido del comportamiento de sistemas con torsión mediante el uso de modelos estructurales simples, los cuales consisten típicamente de una gran losa rígida apoyada sobre elementos resistentes a carga lateral orientados en una o dos direcciones y sujetas a la acción sísmica unidireccional o bidireccional. Aún cuando son útiles, estos modelos simples son cuestionados por su limitada similitud con edificios de varios pisos, por su geometría, magnitud de cargas de análisis, materiales utilizados, etc., no permitiendo conocer el efecto ocasionado por la excentricidad de pisos intermedios, podríamos decir que es un modelo aleatorio.

El diseño por torsión de edificios generalmente se lleva a cabo siguiendo los lineamientos planteados en los reglamentos de construcción vigentes de cada región. Estos proveen al ingeniero de fórmulas sencillas que teóricamente toman en cuenta las variaciones que sufre la excentricidad nominal de las estructuras cuando son sometidas a una excitación sísmica, y consideran además que pudiera generarse una excentricidad adicional por diversos factores tales como la variación de las propiedades del material en los elementos estructurales, la distribución de cargas vivas y muertas durante su vida útil y la variación del paso de las ondas sísmicas, entre otros factores. Esta excentricidad adicional conocida como excentricidad accidental, se presenta tanto en estructuras asimétricas como en las simétricas, entendiéndose por estructuras simétricas aquellas cuyos centros de masa y rigidez coinciden.

Para análisis estático de edificios, las Normas Técnicas Complementarias establecen que los efectos de torsión sean considerados aplicando las fuerzas laterales equivalentes a una distancia  $e^{dis}$  del centro de rigidez, lo que resulta en momentos torsionantes de entrepiso adicionales a las fuerzas cortantes y momentos de volteo. En particular, las recomendaciones por torsión de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico para el Distrito Federal estipulan que la excentricidad de diseño es la que para cada elemento estructural resulte más desfavorable de las siguientes:

$$e^{dis} = \begin{cases} 1.5 e + 0.1 B \\ e - 0.1 B \end{cases}$$

donde  $e$  es la excentricidad estática, dada por la distancia entre los centros de masa y rigidez, y  $B$  la dimensión en planta del edificio perpendicular a la dirección de la excitación sísmica. Los factores que multiplican a  $e$  son para tomar en cuenta el acoplamiento dinámico entre los movimientos lateral y torsional de la estructura por su falta de simetría, en tanto que el término adicional  $\pm 0.1 B$  es para incluir los efectos de torsión debidos a excentricidades accidentales, que incluso deben ser considerados en el diseño de edificios simétricos. Para análisis dinámicos en que se considere explícitamente el acoplamiento, el efecto de la torsión accidental puede ser incluido corriendo una distancia igual a  $\pm 0.1 B$  las fuerzas laterales que resultan de considerar el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas, o bien corriendo el centro de masa de cada piso a una distancia igual a  $\pm 0.1 B$  de su posición nominal.

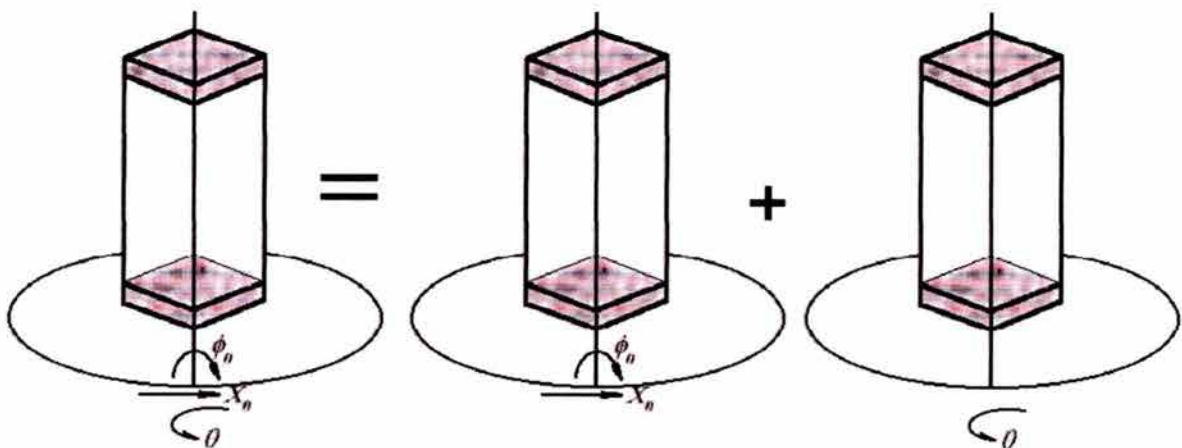


Figura II.1. Movimientos efectivos de torsión

---

---

Si se considera que la excentricidad accidental es generada únicamente por la componente torsional de los movimientos de entrada, la excentricidad de diseño de la estructura analizada sujeta a los movimientos efectivos de traslaciones, cabeceos y torsiones dada por  $e^{dis} = \alpha e + \beta B$ , se puede obtener mediante la suma de la traslación y cabeceo de la estructura sometida únicamente a éstos movimientos efectivos, más la torsión de la misma sometida sólo a los movimientos efectivos de torsión (Figura II.1). El primer sumando implica la generación de una torsión de diseño debida estrictamente a la excentricidad estructural ( $e^{dis} = \alpha e$ ), el segundo sumando se refiere a la torsión accidental ( $e^{dis} = 2 \beta R$ ).

Además, las Normas Técnicas Complementarias solamente indican que "...el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad..." (Gaceta Oficial, 1995) sin especificar si el valor del cortante deberá ser el obtenido de considerar, o no, la interacción suelo-estructura, otra de las incertidumbres de diseño sísmico. Ante esto, durante el desarrollo de un proyecto estructural, siempre es más realista un modelado que implique el mayor número de variables, pero a la vez debemos entender lo complicado que será el disponer de infinidad de resultados por interpretar y la disponibilidad de tiempo para realizarlo.

La torsión ha sido causa de importantes daños en edificios sometidos a sismos intensos, que van desde la distorsión a veces visible de la estructura (y por lo tanto su pérdida de imagen y confiabilidad), hasta el colapso estructural. Se pueden considerar tres tipos de problemas torsionales: Torsión Elástica, Torsión Inelástica o Accidental y Torsión Natural.

**II.2.1. Torsión elástica.** La torsión, en términos elásticos, tiene lugar por excentricidad del centro de masa con relación al centro de rigidez. Los tres grandes casos que pueden dar lugar a dicha situación en planta son:

- i) Posición de la estructura más rígida de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso.
- ii) Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a la rigidez.
- iii) Combinación de las dos situaciones anteriores.

Debe tenerse presente que los muros divisorios y de fachada que se encuentren adosados a la estructura vertical tienen generalmente una gran rigidez y, por tanto, al menos mientras su resistencia sea superior a la exigencia del sismo, participan estructuralmente en la respuesta a éste y pueden ser causantes de torsión.

---

---

Si se contempla además la situación en altura, el panorama de la torsión puede complicarse aún más cuando hay irregularidades verticales, como los escalonamientos. En efecto, la parte superior del edificio transmite a la inferior un cortante excéntrico, lo cual provoca torsión del nivel de transición hacia abajo, independientemente de la simetría o asimetría estructural de los pisos superiores e inferiores.

Cuantitativamente, puede considerarse que una excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez es grande cuando supera el 10% de la dimensión normal en planta bajo análisis. En un caso así, deben tomarse medidas correctivas en el planteamiento estructural del edificio.

**II.2.2. Torsión inelástica o accidental.** Debe tenerse presente que la respuesta efectiva de la estructura ante un sismo intenso se da, y de manera muy compleja, más en términos de resistencia que de rigidez, y por ello múltiples factores, como son el tipo de diseño, la calidad de la construcción de los elementos estructurales, las diferencias de fabricación de los mismos, los daños que se vayan presentando, etc., definen la respuesta real. Por esta razón, pueden presentarse torsiones en los diferentes pisos, adicionales a la supuesta, por el modelo elástico que no abarca más variables que la rigidez de los elementos. En consecuencia, el diseño debe contemplar en el modelo elástico una torsión adicional que usualmente recibe el nombre de torsión accidental, aunque resulta preferible considerarla más como una torsión previsible dentro de los principios de diseño no lineal que como algo fortuito. Muchos códigos de diseño contemplan que el valor de diseño total de la excentricidad entre masa y rigidez se tome como la suma de la excentricidad elástica más una excentricidad adicional por esta causa, tal como lo hace el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93, RCDF-04).

**II.2.3. Torsión natural.** Por su propia naturaleza, el sismo conlleva componentes rotacionales que inducen pares de torsión en la estructura desde su base. Esto hace que el fenómeno torsional deba ser considerado aún en edificios simétricos. Normalmente, esta torsión natural queda contemplada en los códigos de diseño dentro de los valores de cálculo de la torsión inelástica. Sin embargo, para ciertos edificios (largos, sobre terrenos blandos, etc.) puede ser conveniente un análisis más detallado.

Como todos los problemas de configuración, el de la torsión debe ser enfrentado desde la etapa de diseño espacial y formal. Los correctivos necesarios para el problema de la torsión pueden resumirse en los siguientes puntos, en general:

- i) Las torsiones natural y accidental deben ser consideradas inevitables, debido a la naturaleza del fenómeno y a la del comportamiento estructural inelástico. Por esta razón, se sugiere proveer a los edificios de la llamada rigidez perimetral, la cual busca abrazar la estructura contra toda posibilidad de giro y repartir la resistencia torsional entre varios elementos, de acuerdo con la necesidad estructural.
  
- ii) Para efectos del control de la torsión elástica, debe estudiarse con cuidado el planteamiento de la estructura en planta y en altura, así como la presencia y la necesidad de aislamiento de los muros divisorios que puedan intervenir estructuralmente en el momento de un sismo. En todo esto el objetivo debe ser la mayor simetría posible de la rigidez con respecto a la masa.

### **II.3. Concentraciones de masa**

Este punto se refiere a los problemas ocasionados por altas concentraciones de la masa total del edificio en algún nivel determinado por causa de la disposición en él de elementos pesados, tales como equipos, tanques, bodegas, archivos, etc. El problema es mayor en la medida que dicho nivel se ubica a mayor altura, debido a que las aceleraciones sísmicas de respuesta aumentan también hacia arriba, con lo cual se tiene una mayor fuerza sísmica de respuesta en ese punto y mayor posibilidad de volcamiento.

Desde el punto de vista inelástico, las concentraciones de masa en un punto llevan a una mayor absorción de energía en él que en los pisos restantes. En estos casos, puede verse que casi la totalidad de la energía inelástica es absorbida en el nivel superior, por lo cual el factor de demanda de ductilidad acumulada correspondiente alcanza un valor tan alto que resulta difícil o imposible atender por los medios corrientes de diseño sismo-resistente. También es claro que el factor de ductilidad de los pisos inferiores es menor que el requerido en el diseño, con lo cual queda claro que la disipación de energía es irregular en altura debido a la concentración en masa y que sólo una parte de la estructura es responsable de una gran parte de la energía inelástica, con lo que se puede producir un alto grado de daño en ese sector.

---

---

En el diseño arquitectónico de estas construcciones resulta deseable disponer los espacios que representen pesos inusuales en sótanos o en construcciones aisladas aledañas al cuerpo principal del edificio. En casos en los cuales por razones topográficas se deban tener grandes almacenamientos de agua en alturas elevadas, debe preferirse construir torres independientes para este fin, en lugar de adosarlas al edificio principal. En caso contrario, deben estudiarse con cuidado los efectos de la concentración de masa sobre la disipación de energía.

#### II.4. Columnas débiles

El diseño sísmico de marcos, en el que se considera el ingreso de la estructura en el campo inelástico, busca que el daño producido por sismos intensos se produzca en vigas y no en columnas, debido al mayor riesgo de colapso del edificio por el segundo tipo de daño. Sin embargo, muchos edificios diseñados según códigos de sismo-resistencia han fallado por esta causa.

Estas fallas pueden agruparse en dos clases:

- i) Columnas de menor resistencia que las vigas;
- ii) Columnas cortas.

En el primer caso, el marco ha sido diseñado de tal manera que la resistencia proporcionada a las vigas que llegan a un nudo es mayor que la de las columnas respectivas. Al producirse la rotación del nudo por el movimiento sísmico, las columnas entran primero en cedencia que las vigas, con lo cual la formación de articulaciones plásticas se da primero en las columnas que en las vigas, y puede darse un mecanismo de colapso por inestabilidad.

El segundo caso corresponde a columnas que resultan excesivamente cortas, en comparación con las dimensiones de su sección. Varias son las causas de que el valor de la longitud libre se reduzca drásticamente:

- i) Confinamiento lateral de la columna por muros divisorios, muros de fachada, muros de contención, etc.

- ii) Disposición de losas en niveles intermedios.
- iii) Ubicación del edificio en terrenos inclinados.

Las columnas cortas son causa de serias fallas en edificios bajo excitaciones sísmicas debido a que su mecanismo de falla es frágil puesto que se da por cortante antes que por flexión.

Debido a lo delicado del problema, la longitud efectiva de las columnas debe ser estudiada con detenimiento en el proyecto de la construcción. Las soluciones más adecuadas para el caso de muros de todo orden que impidan el movimiento libre de la columna consisten básicamente en la ubicación del muro en un plano diferente al de la columna, o en la separación del muro de la misma por medio de juntas. Para el caso de edificios con niveles intermedios, el proyecto arquitectónico debe considerar la ubicación de las columnas fuera de la línea de transición entre los niveles. Finalmente, en terrenos inclinados, debe buscarse la ubicación de los cimientos de las columnas a profundidades mayores para evitar tener columnas cortas que pudieran presentar falla por cortante antes que por flexión.

## **II.5. Muros Estructurales**

A pesar de que el empleo de muros estructurales se ha venido utilizando cada vez más en México, con la aparición de nuevos requerimientos para proteger a los elementos no estructurales de daño en pequeños temblores, se ha obligado al diseñador estructural a pensar en los muros como su mejor alternativa.

Cuando los muros son colocados en posiciones adecuadas pueden formar un sistema eficiente de resistencia ante cargas laterales, además de cumplir con otros requerimientos de funcionalidad. Para estructuras de menos de 20 pisos, el uso de muros estructurales es una buena elección, sin embargo para mayores alturas, su empleo se hace necesario para controlar los desplazamientos laterales y debido a su gran resistencia y eficiencia dimensional, mejoran considerablemente el aspecto económico.

Debido a que una gran parte o quizás toda la fuerza cortante originada por la acción del sismo o viento es tomada por los muros, ha dado origen a que se les llame muros de cortante. Este infortunado nombre, nos da a entender que es el cortante quien domina su comportamiento, lo cual casi nunca es cierto.

---

---

Cuando se diseñan muros en la mayoría de los casos los requerimientos de flexión predominan sobre los de cortante, por consiguiente en vez de llamarles muros de cortante es mejor llamarles simplemente muros estructurales.

En nuestro medio ha sido común llamar a los muros con nombres tales como pantallas (plate) o tímpanos (membrane) lo cual es incorrecto. Desde el punto de vista semántico, pantalla significa: "telón puesto verticalmente, sobre el cual se proyectan las figuras de un aparato cinematógrafo u otro aparato de proyecciones."; tímpano significa: "espacio triangular que queda dentro de las dos cornisas de un frontón y la horizontal de su base.", mientras que muro significa: "obra de fábrica levantada a plomo, con ancho, longitud y altura proporcionada para cerrar un espacio.". Como se puede apreciar, de las tres definiciones presentadas la que más se ajusta a nuestros elementos es la tercera y así deben ser nombrados.

La gran preocupación de los Ingenieros Estructuristas es hacer la diferencia entre un muro estructural y una columna. Los reglamentos de diseño sismo resistente, traen recomendaciones de dimensiones tales como espesores y áreas mínimas y en el caso de muros sólo se reglamentan los espesores. Cumplir con estas disposiciones dimensionales no son garantía de que el elemento estructural se comporte como muro o columna.

La manera práctica de saber cómo habrá que diseñar y detallar un elemento estructural es observar su comportamiento mediante el análisis estructural. Con los avances de la computación ya es posible poseer programas de análisis que tengan en cuenta todos los tipos de deformación (flexión, axial, cortante, torsión) y con esto confirmar las hipótesis asumidas para cada uno de los elementos. Con los resultados del análisis, podemos establecer si el elemento en cuestión será diseñado como muro o como columna.

Si el resultado ante cargas laterales arroja que el diagrama de momentos flexionantes es creciente de arriba hacia abajo está indicando que el comportamiento es como el de un voladizo y ésta es la hipótesis de los muros estructurales (Figura II.2a). Si por el contrario el resultado del análisis indica un diagrama de momentos flexionantes con puntos de inflexión en los elementos se puede concluir que es una columna (Figura II.2b). Puede existir en algunos casos que haya un comportamiento mixto como se ve en la Figura II.2c. Cabe hacer notar que en la elaboración del modelo de análisis, ya se han definido los elementos como muros o columnas, y ésta interpretación de resultados (elementos mecánicos) es sólo para determinar el criterio con el que se han de diseñar dichos miembros.



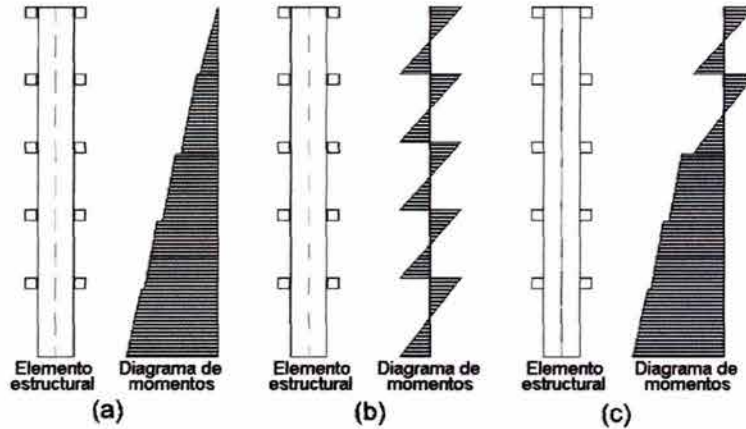


Figura II.2. Comportamiento de muros estructurales

Los requerimientos de cuantías de refuerzo y detallado de columnas siempre son mayores que los requerimientos para muros estructurales. Diseñar un elemento estructural que tiene un comportamiento como el de la Figura II.2a con los requisitos de columnas no presenta ningún problema estructural salvo el aspecto económico. En el caso en que se diseñe un elemento que se comporte como el de la Figura II.2b con los requisitos dados para muros se puede entrar en el error de que el elemento tenga demandas de ductilidad importantes en los nudos y no se tenga previsto refuerzo para atenderlas.

Para que los muros estructurales tengan la posibilidad de disipación de energía en el rango inelástico y se desarrolle un procedimiento para su diseño, se deben tener en cuenta las siguientes hipótesis:

- ✓ Por su comportamiento de voladizo, se debe asumir que las cimentaciones poseen una adecuada capacidad de garantizar el empotramiento.
- ✓ Las fuerzas de inercia en cada piso son introducidas a los muros por la acción del diafragma rígido.
- ✓ Toda la fuerza lateral es resistida por los muros estructurales. No se considera la contribución de otros elementos estructurales.
- ✓ Los muros tienen resistencia independiente en dos ejes principales. En algunos casos se desprecia el aporte de ellas en algún sentido. Debe tenerse especial cuidado cuando se presentan momentos biaxiales por la presencia de sismos que entran en dirección diagonal.

---

---

## II.6. Pisos Débiles

Varios tipos de esquemas arquitectónicos y estructurales conducen a la formación de los llamados pisos débiles, es decir, pisos que son más vulnerables al daño sísmico que los restantes, debido a que tienen menor rigidez, menor resistencia o ambas cosas. Los esquemas usuales son:

- i) Mayor altura del piso.
- ii) Interrupción de elementos estructurales verticales en el piso.
- iii) Construcción sobre terrenos inclinados.

El primer caso se da frecuentemente por la búsqueda de volúmenes mayores en ciertos niveles de la construcción, generalmente por razones técnicas (exigencias de equipos, etc.) o simbólicas (imagen del edificio en los niveles de acceso, etc.). Esto conduce a que en los pisos en cuestión se presente un debilitamiento de la rigidez, debido a la mayor altura de los elementos verticales, y de la resistencia, debido a una reducción de la misma a cortante por flexión de las columnas y a la mayor importancia de los efectos de segundo orden o de estabilidad.

La interrupción de elementos verticales de la estructura ha probado ser la causa de múltiples colapsos parciales o totales en edificios sometidos a terremotos. La razón estriba en que el piso en el cual se interrumpen los elementos son de mayor flexibilidad que los restantes, con lo cual se aumenta el problema de estabilidad, pero además y principalmente, porque origina un cambio brusco de rigidez que ocasiona una mayor acumulación de energía en el piso más débil. Los casos más usuales de tal interrupción, que ocurre generalmente por razones espaciales, formales o simbólicas, son los siguientes:

- i) Interrupción de las columnas
- ii) Interrupción de muros estructurales
- iii) Interrupción de muros divisorios, concebidos erróneamente como no estructurales, alineados con marcos

## II.7. Propiedades Estructurales

Asociadas con los niveles de protección referidos a los estados límite, la estructura debe tener tres propiedades: Rigidez, Resistencia y Ductilidad. Para su definición considérese la Figura II.3 que ilustra la relación Esfuerzo-Deformación para un elemento de concreto reforzado bajo carga monotónica.

### II.7.1. Rigidez K

Si las deformaciones bajo cargas y fuerzas inerciales deben ser confiablemente evaluadas y subsecuentemente controladas, la rigidez, dada por la pendiente de la respuesta elástica lineal de la Figura II.3,  $K = \frac{S_y}{\Delta_y}$ , es el parámetro esencial, si se desea que el estado límite de servicio o funcionalidad de la

estructura sea satisfecho con algún grado de confiabilidad.

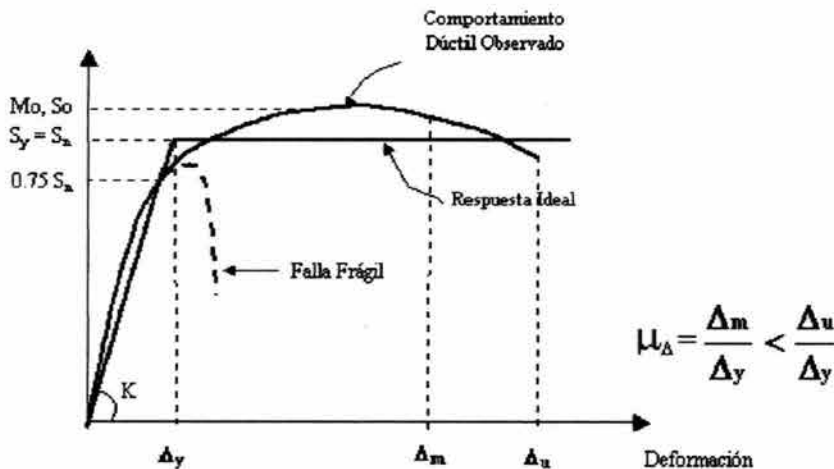


Figura II.3. Esfuerzo - Deformación para un elemento de concreto reforzado bajo carga monotónica

Se define como rigidez lateral o de entrepiso a la oposición de la estructura a ser deformada entre un nivel y otro por las cargas horizontales aplicadas en cada nivel. Puede hablarse también de rigidez angular, que será la oposición de un nudo de una estructura o del extremo de un elemento estructural a girar al estar sometido a un momento flexionante; o de rigidez lineal, que será la oposición al desplazamiento relativo de un extremo de un miembro estructural con respecto a su otro extremo.

### II.7.2. Resistencia S

No puede haber discusión sobre el deber moral que tiene todo diseñador, de que todas las estructuras puestas por él al servicio del hombre sean seguras.

Si una estructura de Concreto Reforzado se debe proteger contra daños, ante una eventualidad sísmica específica de baja ocurrencia, se debe evitar que tenga incursiones en el rango inelástico. Esto quiere decir, que la estructura debe tener una adecuada resistencia para soportar las acciones intensas generadas durante la respuesta dinámica.

En la Figura II.3 se indica la resistencia nominal  $S_n$ , definida por la resistencia a la fluencia  $S_y$  y la sobre resistencia a la flexión  $M_o$ , debido, entre otros factores al endurecimiento por deformación del acero (strain hardening).

$$M_o = \lambda_o M_n \geq \frac{\lambda_o}{\phi} M_u = \frac{1.25}{0.9} M_u \geq 1.39 M_u$$

### II.7.3. Ductilidad

Las modernas estrategias del diseño sísmico, hacen énfasis en la prevención de pérdidas de vidas durante eventos sísmicos extraordinarios. La mayoría de las estructuras sufren daños muy severos durante estos sismos de rara ocurrencia. En algunos casos estos daños resultan irreparables, pero la estructura no debe colapsar. Para minimizar estos daños y garantizar la supervivencia, las estructuras y sus componentes deben poseer ductilidad, es decir, capacidad de responder inelásticamente, sin disminución crítica de su resistencia y sin excesiva degradación de su rigidez, absorbiendo y disipando energía mediante comportamiento inelástico.

La ductilidad tiene varias connotaciones : Ductilidad de deformación  $\mu_\epsilon$ , ductilidad de curvatura  $\mu_\phi$ , ductilidad rotacional  $\mu_\theta$ , y ductilidad de desplazamiento  $\mu_\Delta$ , denominada también ductilidad del sistema estructural.

En la Figura II.3 la ductilidad de desplazamiento  $\mu_\Delta$  está definida como:  $\mu_\Delta = \frac{\Delta}{\Delta_y}$ , donde  $\Delta = \Delta_y + \Delta_p$  es la deflexión lateral total medida usualmente en el techo de la edificación;  $\Delta_y$  es la deflexión a la primera fluencia y  $\Delta_p$  es la deflexión en el estado plástico.

Los mecanismos de falla de la Figura II.4 sugieren que la ductilidad de desplazamiento  $\mu_{\Delta}$ , está gobernada por la ductilidad de curvatura  $\mu_{\phi}$ , asociada con la capacidad de rotación inelástica  $\theta_p^c = (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p$  de las articulaciones plásticas.

Al comparar los dos mecanismos, aunque el máximo desplazamiento  $\Delta$ , es el mismo,  $\theta_{p1} \ll \theta_{p2}$ . Por lo tanto la demanda de ductilidad en función de  $\Delta$ , se logra más eficientemente en el mecanismo de viga al disiparse más energía (mayor número de articulaciones plásticas), que en el mecanismo de piso blando de columna (soft story). Esa es la razón por la cual la mayoría de códigos y normas de diseño y construcción especifican que la relación  $\frac{\sum M_{col}}{\sum M_{vig}} > 1.2$  derivada de la estrategia del Diseño por Capacidad desarrollado y utilizado en Nueva

Zelanda desde 1980.

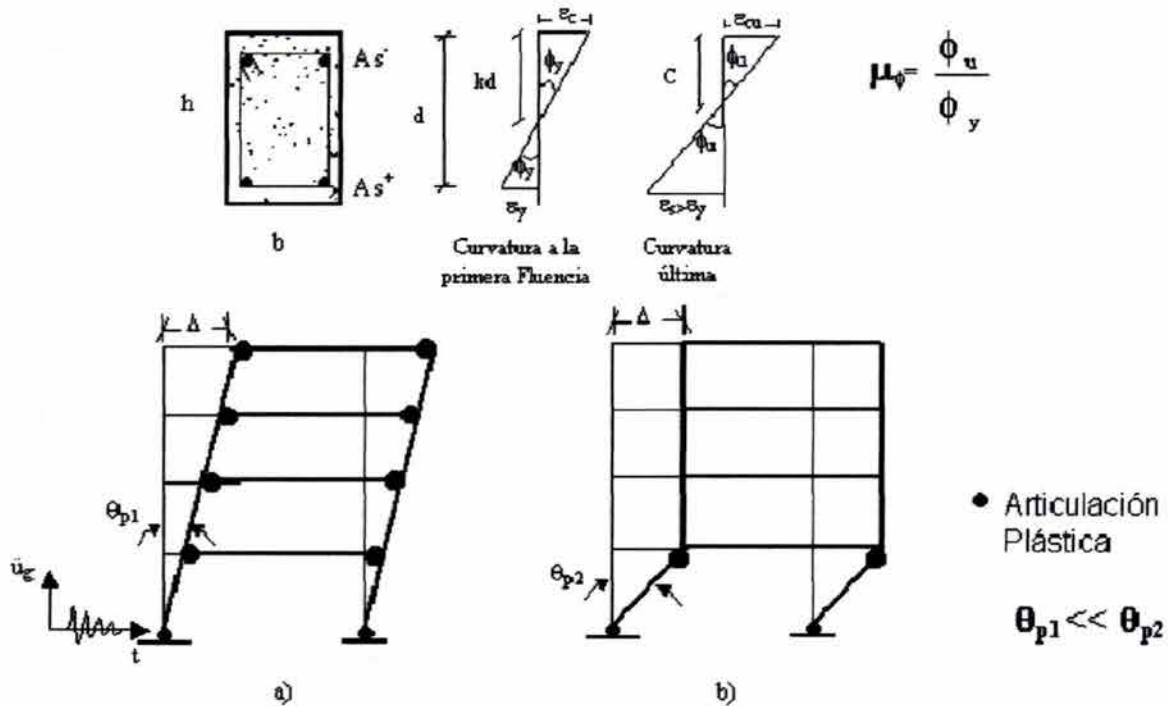


Figura II.4. a) Mecanismo de viga; b) Mecanismo de columna

---

---

## II.8. Enfoques del Análisis Estructural

### II.8.1. Análisis elástico lineal

El análisis elástico lineal permanece como el enfoque más real, conveniente y más ampliamente usado por los diseñadores en la evaluación del comportamiento estructural. Una variedad de programas de computación se encuentran disponibles en el mercado que facilitan esta labor, tales como SAP2000, ECOgcW, ETABS, entre otros.

### II.8.2. Análisis no lineal

Si se requiere un mayor grado de precisión y realismo en la evaluación de la respuesta sísmica de estructuras de concreto reforzado, se tienen los métodos de análisis no lineal. Sin embargo, estos métodos son más complejos y consumidores de tiempo. Los análisis dinámicos no lineales para edificios de plantas múltiples son complejos ya que para cada combinación de carga se requiere un análisis separado. En este sentido, estos métodos, parecen no ofrecer ventajas cuando se combinan fuerzas sísmicas y gravitacionales.

### II.8.3. Análisis inelástico (Análisis Límite)

Este enfoque establece que debido al carácter no lineal de la respuesta del concreto reforzado, antes de que se alcance la carga última, puede ocurrir una redistribución de momentos, a partir de los patrones de distribución dados por la teoría elástica. El teorema del límite o frontera superior postula mecanismos de colapso, de tal modo que los momentos en las articulaciones plásticas no sean mayores que los momentos máximos de resistencia y que la estructura esté en equilibrio.

Con este enfoque el diseñador tendrá que investigar todos los posibles mecanismos de falla y escoger el mínimo valor de la carga última. Al utilizar este procedimiento y subsecuentemente emplear el método de diseño plástico, la capacidad de rotación plástica  $\theta_p^c = (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p$ , en las secciones críticas debe ser mayor que la demanda inelástica  $\theta_p^D$ . De otra parte el sistema estructural no debe presentar agrietamientos y deflexiones excesivas.

El análisis límite es obviamente más complejo y consumidor de tiempo que el método elástico y por esa razón no está aún bien posicionado dentro de la ingeniería estructural.

Ante esta circunstancia, la mayoría de los códigos sugieren modificar la respuesta elástica lineal mediante la Redistribución de Momentos Limitada, como una estrategia para diseñar, teniendo en cuenta el comportamiento inelástico del concreto. Se obvia así el análisis de los diferentes mecanismos de falla, el cálculo de la demanda de rotación inelástica y la comprobación subsecuente de la compatibilidad rotacional.

$$\theta_p^c = (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p > \theta_p^D;$$

Capacidad > Demanda

### II.9. Redistribución de Momentos (Análisis límite parcial)

Es la intervención o modificación a la ley de distribución de momentos elásticos lineales de una estructura estáticamente indeterminada, siempre y cuando las secciones críticas tengan suficiente ductilidad que permitan la formación de articulaciones plásticas.

Las modificaciones pueden ser para aumentar o disminuir los momentos en los apoyos de una viga continua. (Ver Figura II.5).

Las especificaciones de diseño de Estados Unidos, Canadá, Gran Bretaña y otros países definen el porcentaje de redistribución %r, usando la expresión:

$$\% r = \frac{M_e^- - M_u^-}{M_e^-} \cdot 100 \quad \text{donde:}$$

$M_e^-$  es el Momento elástico y ;  $M_u^-$  Momento de diseño.

Los efectos combinados de fuerzas gravitacionales y sísmicos sobre los marcos, con frecuencia producen patrones de momentos que no permiten un diseño eficiente de vigas y columnas. Así por ejemplo, el dimensionamiento de vigas está regido por el máximo momento de una sección crítica; obviamente en la misma viga habrá otras secciones que resultan aparentemente sobredimensionadas porque sus

momentos son menores, lo que las hace lucir comparativamente sobrerreforzadas. Lo anterior conduce a indeseables sobrerresistencias a flexión  $M_0$  imposibles de evitar en vigas, que pueden sacrificar el concepto de columna fuerte - viga débil (strong column - weak beam), que es la intención de la mayoría de las normas de diseño al establecer la relación  $\frac{\sum M_{col}}{\sum M_{vig}} > 1.2$  (ACI - 318 - 95; NSR - 98).

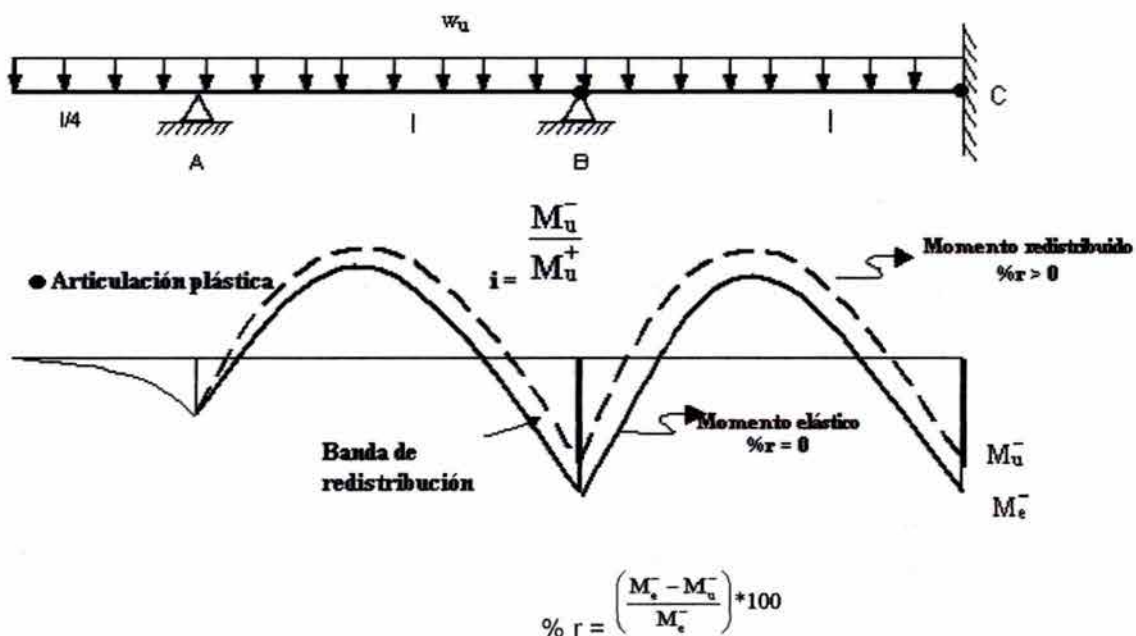


Figura II.5. Redistribución de momentos

Puesto que en una unión viga - columna debe haber equilibrio, cualquier exceso de capacidad en una viga debe ser equilibrado en las columnas si se desea evitar el mecanismo de piso blando (soft story). De este modo, para tener un diseño más racional y eficiente, los momentos para efectos combinados de fuerzas sísmicas y gravitacionales, se pueden modificar mediante una Redistribución de Momentos, sin que se sacrifique la seguridad estructural y se viole el principio de equilibrio.

La Redistribución de momentos además de descongestionar secciones fuertemente armadas, es esencial en la estrategia de Diseño por Capacidad, donde deliberadamente se le da al Sistema Estructural una jerarquía de resistencia para la supervivencia de sismos intensos.



---

---

### II.9.1. Razones de la redistribución de momentos

El objetivo de la redistribución de momentos en vigas de marcos dúctiles es lograr un diseño estructural eficiente adoptando las siguientes medidas:

- i) Aumentar o disminuir los momentos negativos en los apoyos. En lo posible se debe buscar que los momentos negativos y positivos sean iguales, es decir,  $\frac{M_u^-}{M_u^+} = i_p = 1$ .
- ii) Igualar los momentos por fuerzas sísmicas que actúan en las secciones críticas de vigas a ambos lados de una columna interior.
- iii) Utilizar el mínimo refuerzo para momento positivo en un apoyo interior cuando éste supera el momento obtenido de un análisis elástico. La mayoría de los Códigos Sismo resistentes requieren que la capacidad de momento positivo en los extremos de las vigas, sea el 50% de la capacidad de momento negativo.
- iv) Reducir los momentos en las columnas bajo carga axial pequeña (tensión o compresión) para evitar que estas columnas tengan excesivo refuerzo a flexión.

### II.9.2. Definiciones

- ✓ Articulación plástica. En un elemento de concreto reforzado sometido a flexión, la articulación plástica es una zona dúctil donde el acero está en fluencia y el concreto, bien confinado ha desarrollado su deformación última  $\epsilon_{cu}$ . La articulación plástica es capaz de girar sosteniendo el momento último.
- ✓ Giro de la Articulación. Es el ángulo  $\theta_p$ , que debe girar la primera articulación plástica, bajo la acción del momento último  $M_u$ , antes de que se forme un número suficiente de articulaciones adicionales para generar un mecanismo de colapso.

- ✓ Capacidad de Giro. Es la deformación rotacional que una sección de concreto reforzado dado, puede soportar sosteniendo el momento último  $M_u$  y el cortante  $V_u$ , sin falla local en dicha articulación. Se mide en términos de su capacidad de disipación de energía a la rotación y se define como:

$$\theta_p^c = (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p$$

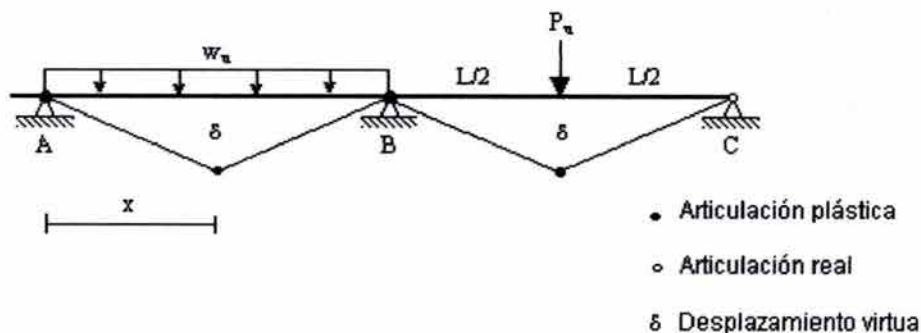
donde:

$\phi_u$  es la curvatura última;

$\phi_y$  es la curvatura en la primera fluencia y;

$L_p$  es la flecha en el punto de aplicación de la carga producto del giro de la articulación plástica.

- ✓ Capacidad de disipación de Energía. Es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural o una sección de un elemento estructural, de trabajo dentro del rango inelástico de respuesta sin pérdida de resistencia. Se cuantifica mediante la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos.
- ✓ Mecanismos de falla o de colapso. Es un sistema continuo de segmentos estructurales conectados por articulaciones plásticas o reales que se forman cuando se alcanza la carga última.



(a)

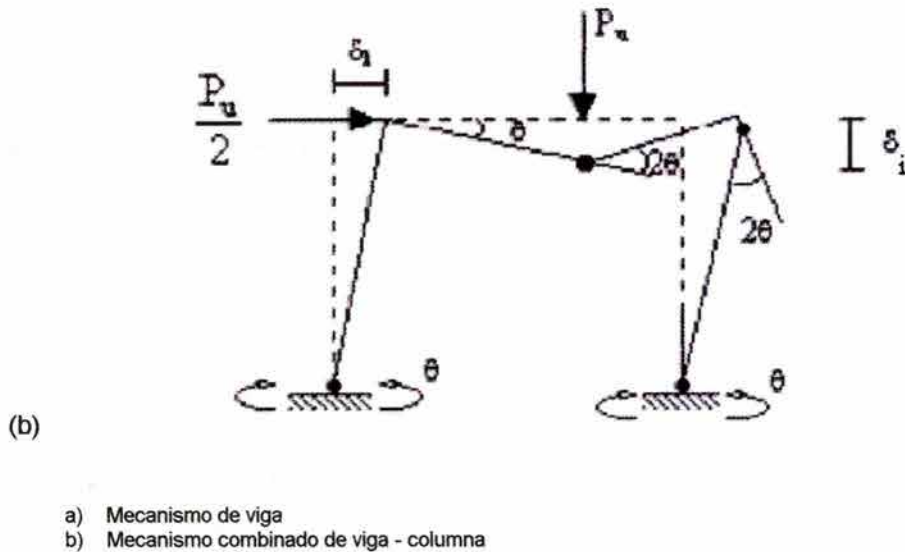


Figura II.6. Mecanismo de colapso

- ✓ Sistema de resistencia sísmica. Es aquella parte de la estructura que según el diseño, aporta la resistencia requerida para soportar los movimientos sísmicos de diseño.
- ✓ Análisis Límite. Es la determinación de fuerzas internas en un sistema estructural postulando diferentes mecanismos de falla, bajo la acción de la carga última. El análisis límite establece que, debido a las características inelásticas del Concreto Reforzado, puede ocurrir una redistribución de momentos a partir de los patrones de distribución dados por la teoría elástica. El análisis límite no se debe confundir con los criterios de diseño por estado límite.
- ✓ Estado límite. Es una condición bajo la cual una estructura o uno de sus componentes deja de cumplir su función (estado límite de funcionamiento) o se vuelve insegura (estado límite de resistencia).

---



---

### II.9.3. Nomenclatura

$L_p$	es la flecha en el punto de aplicación de la carga producto del giro de la articulación plástica
$M_y$	Momento a la primera fluencia
$M_u$	Momento último para combinación de cargas
$M_o$	Sobrerresistencia a flexión de una sección
$M_{pr}$	Momento último probable
$R = R_o \phi_a \phi_p$	Factor de disipación de energía
$S_y$	Resistencia a la fluencia
$S_o$	Sobrerresistencia
$\ddot{u}_g$	Aceleración del suelo inducida por un sismo
$\mu_m$	Máxima demanda de ductilidad
$\mu_u$	Capacidad de ductilidad
$\mu_\Delta$	Ductilidad de desplazamiento
$\mu_\phi$	Ductilidad de curvatura
$\phi$	Factor de reducción de resistencia
$\phi_o$	Factor de sobrerresistencia a flexión
$\phi_m$	Máxima curvatura
$\phi_y$	Curvatura a la primera fluencia
$\phi_u$	Curvatura última
$\rho$	Cuantía longitudinal del acero a tensión
$\rho'$	Cuantía longitudinal del acero a compresión
$\theta_p^c$	Capacidad de rotación plástica
$\theta_p^D$	Demanda de rotación
$\theta_p$	Giro plástico
$\lambda_o$	Factor de sobrerresistencia del acero
$\Delta_y$	Desplazamiento a la primera fluencia del acero
$\Delta_p$	Desplazamiento plástico

# Capítulo III

# GENERALIDADES

# DEL PROCESO

# DE DISEÑO

# ESTRUCTURAL

## III.1. Conceptos de Ingeniería Estructural

La Ingeniería Estructural trata fundamentalmente tres temas básicos: El Análisis Estructural, el Análisis de Esfuerzos y el Diseño Estructural.

Los tres temas están interrelacionadas, pero son distintos y se estudian separadamente. Su secuencia en un proyecto estructural se ilustra en la Figura III.1.

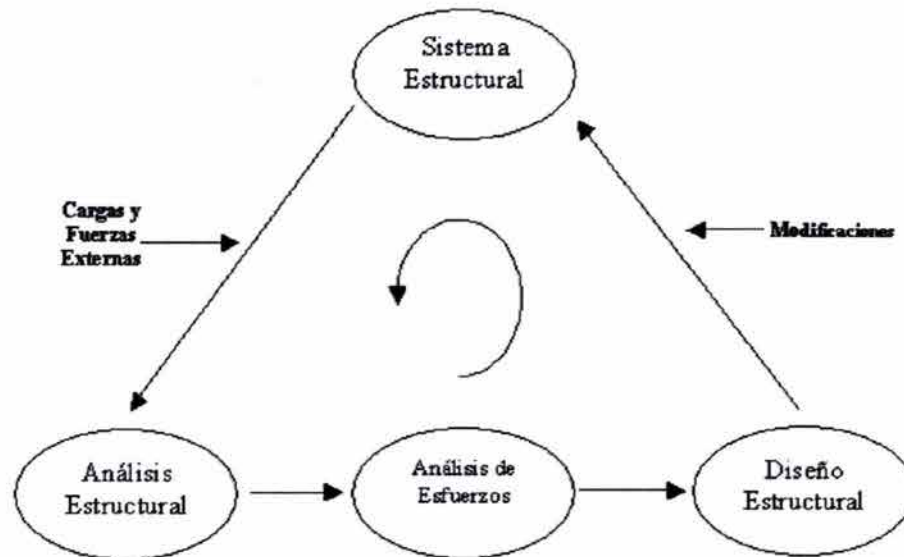
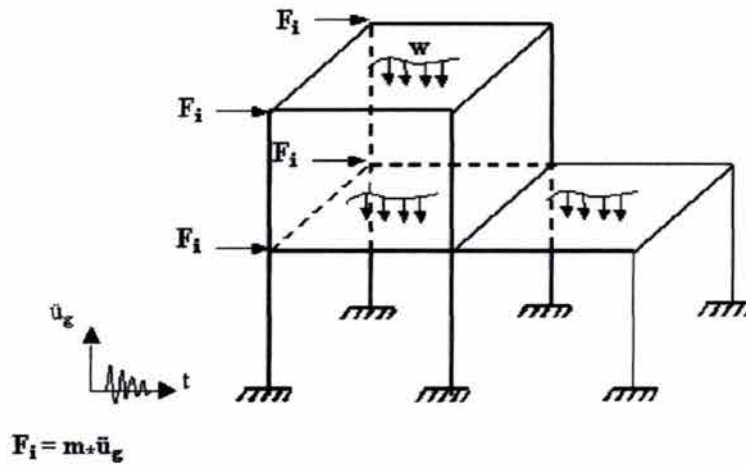


Figura III.1. Secuencia del análisis y Diseño Estructural

Definido el sistema estructural por su geometría y propiedades físicas ( $E$ ,  $A$ ,  $I$ ,  $G$ ), se hace una evaluación de las cargas, fuerzas y otros efectos que actúan sobre él.

El siguiente paso es la realización de un análisis estructural, que puede ser elástico lineal o inelástico (Plástico), para evaluar el comportamiento de las estructuras sometidas a las cargas y fuerzas de inercia bajo determinadas condiciones de diseño, como se indica en la Figura III.2.

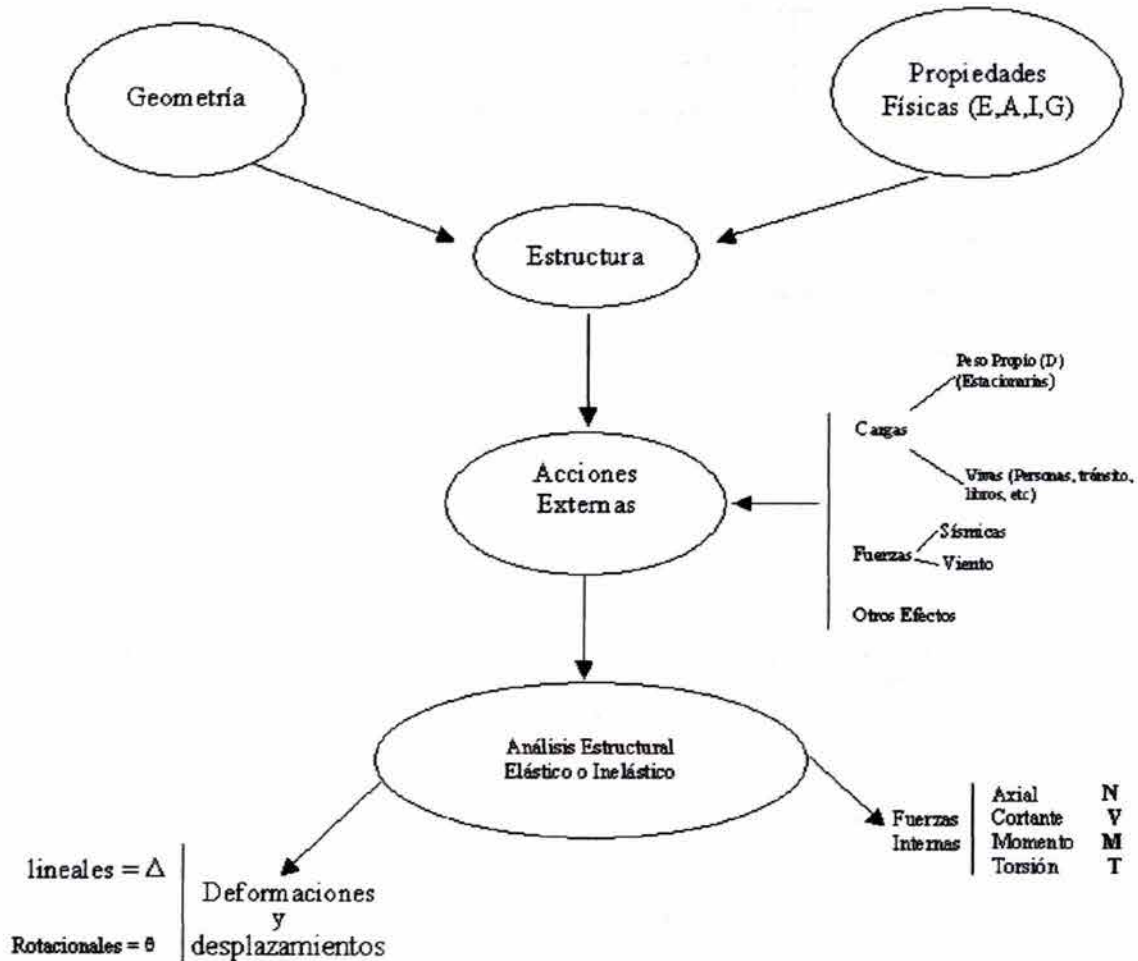


Figura III.2. Objetivos del análisis estructural

Las estructuras son sistemas que sirven para soportar cargas y fuerzas de inercia y el comportamiento se refiere a la conducta o respuesta del sistema ante las sollicitaciones externas. La respuesta está referida a las acciones o fuerzas internas ( $N_u, V_u, M_u, T_u$ ) y a las deformaciones lineales y rotacionales ( $\Delta, \Theta$ ).

El diseño, que usualmente se realiza con base en la teoría de Resistencia Última, se encarga de dimensionar y reforzar la estructura de tal manera que se satisfagan los estados límite de Resistencia y Funcionalidad (Ver Figura III.3), para que ningún elemento de ella, tenga esfuerzos o deformaciones mayores que los admisibles por las normas de diseño y construcción. Es decir, que sea resistente y segura contra el colapso para evitar pérdidas de vidas, que no desarrolle deformaciones excesivas a nivel de cargas de servicio y se minimicen los daños ante eventualidades sísmicas extraordinarias.

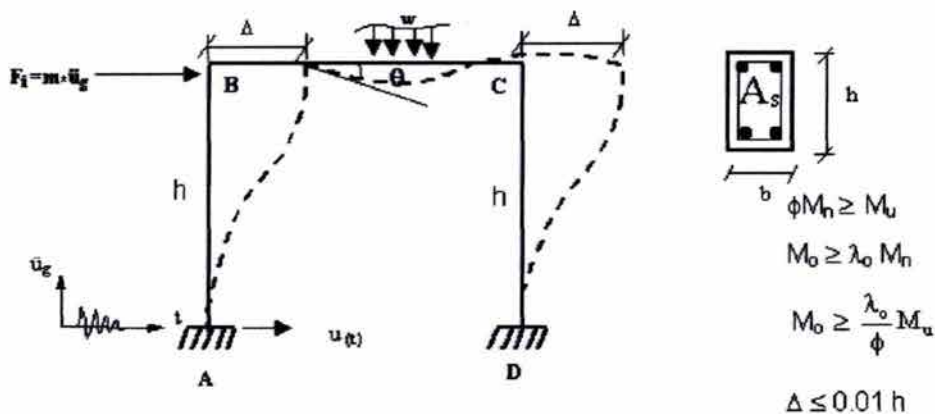


Figura III.3

### III.2. El proceso de diseño

El primer paso dentro del diseño estructural, se inicia con la identificación de una necesidad que requiere de algún tipo de construcción para ser satisfecha, y con la realización del estudio socio-económico que demuestre la factibilidad de esa construcción; la ingeniería estructural debe desempeñar un papel importante en estas primeras etapas.

Posteriormente, se debe elaborar un anteproyecto arquitectónico del edificio que incluya todos los aspectos, espaciales y funcionales, que llevaron a esa decisión. Debe intervenir un equipo multidisciplinario que colabore con el arquitecto, quien debe tener muy en cuenta, desde que empieza a desarrollar sus ideas, las restricciones impuestas por las instalaciones y equipos que requiere la operación del edificio y por la necesidad de contar con una estructura, indispensable para dar forma a la construcción, crear los espacios que la constituyen y soportar, en forma segura y económica, las cargas y sollicitaciones de que actuarán sobre ella durante toda su vida útil.



El arquitecto desempeña un papel predominante en la mayoría de las construcciones urbanas, como cabeza y coordinador del grupo interdisciplinario que es indispensable para desarrollar cualquier proyecto moderno de importancia, por lo que debe aceptar su responsabilidad como director de ese grupo. Han sido muy frecuentes los casos en que edificios con configuraciones escogidas por un arquitecto han sufrido daños por tener un comportamiento inadecuado ante los temblores. Una vez elegida una configuración desventajosa desde el punto de vista de su respuesta sísmica, puede ser imposible obtener un edificio sano, aunque el diseño estructural se efectúe correctamente. No sólo el ingeniero estructural, sino también el arquitecto, deben estar familiarizados con los efectos que las características de los materiales, la configuración geométrica, la distribución de los elementos de carga y de rigidez, y el sistema estructural, tienen sobre el comportamiento sísmico de los edificios. Y los dos deben estar conscientes de la responsabilidad que comparten.

El anteproyecto estructural está íntimamente ligado con el arquitectónico. En esta etapa se selecciona el material más conveniente, se elige el sistema estructural y se efectúa la estructuración, escogiendo las posiciones más adecuadas para las trabes, las columnas, los muros de rigidez y los contraventeos, buscando obtener una estructura capaz de resistir sollicitaciones dinámicas intensas, que cambian de sentido un gran número de veces durante cada temblor. Para lograr ese objetivo tiene que contarse con elementos rígidos y resistentes ante fuerzas horizontales, distribuidos de manera que no produzcan torsiones excesivas, y ha de lograrse un equilibrio adecuado entre la resistencia y la rigidez de cada uno de ellos. Se sabe que la torsión es una consecuencia de una mala distribución de los elementos rigidizantes, permitiendo llegar con ello a los excesos de la misma y por lo tanto, a la falla. En las zonas no sísmicas la posición de los elementos estructurales obedece exclusivamente a la necesidad de transmitir las cargas verticales a la cimentación; el tener en cuenta este único factor al estructurar los edificios que se construirán en las zonas sísmicas es acercarse peligrosamente, desde el principio, a la casi seguridad de un fracaso.

En esta fase se toman algunas de las decisiones más importantes del proceso de diseño, y es aquí donde destacan la experiencia, el criterio y la intuición del ingeniero estructural; también es la etapa en que la interacción ingeniero estructural-arquitecto, debe ser más estrecha. Ni éste debe imponer un proyecto basado exclusivamente en aspectos estéticos y funcionales, ni aquél puede encerrarse en consideraciones que tengan que ver sólo con la resistencia y rigidez de la estructura. Los aspectos económicos son también fundamentales pues pueden, incluso, hacer que se abandone un proyecto ya iniciado.

La elección del material está regida, en buena medida, por el costo de la estructura resultante. En los edificios de pocos pisos destinados a habitación, la mejor solución es, sin duda, la constituida por una serie de losas de concreto reforzado, apoyadas en muros de carga, que son necesarios para limitar los pequeños espacios requeridos y proporcionan, al mismo tiempo y sin costo adicional, los caminos para que las cargas verticales lleguen a la cimentación y tengan la resistencia y rigidez laterales que se requieren para soportar los efectos de los temblores. El comportamiento de las construcciones de este tipo ha sido en general satisfactorio; sin embargo, dejan de ser factibles cuando aumenta la altura del edificio o cuando se necesitan, en todas o en algunas de las plantas, grandes espacios libres sin muros divisorios. Sirva esto para hacer notar, que no sólo se trata de estructurar un edificio de la manera más sencilla posible, sino de conjuntar todas las posibles opciones de materiales, tecnologías, procedimientos, experiencia, etc., buscando la economía y funcionalidad de la estructura.

Los anteproyectos no deben limitarse a la superestructura; han de incluir, también, la cimentación. Poco influye aquí, aparentemente, el arquitecto, a quien no le corresponde esa parte de la construcción, que ni se ve ni interfiere con la operación del edificio. Sin embargo, el tipo y características de la cimentación sí quedan, con frecuencia, determinadas por las decisiones del arquitecto, que dictan, en buena manera, cómo y en qué puntos llegan a ella las cargas que le transmite la superestructura.

De entre varios anteproyectos factibles se escoge el más adecuado, el que, una vez desarrollado arquitectónicamente hasta el nivel de detalle necesario, se convierte en el proyecto definitivo.

En seguida se determinan las solicitaciones que habrá de soportar la estructura. Las cargas vivas dependen sólo del uso que se le dará al edificio, y no de las características de la construcción ni de dónde se encuentre, pero los incrementos en ellas con respecto a las de diseño, ya sea por sobrecargas, intencionales o no, o por cambio de uso, tienen más importancia en estructuras construidas en zonas sísmicas, pues no sólo crecen los efectos directos en las cargas verticales, sino también los de los sismos. Las cargas muertas son función de algunas propiedades de la estructura, cuyo peso propio constituye una de las más importantes, pero su determinación no difiere de manera significativa en las estructuras diseñadas para zonas sísmicas. En cambio, a diferencia de lo que sucede con los efectos del viento, que en las construcciones urbanas dependen, casi exclusivamente, de la forma y dimensiones exteriores, la respuesta sísmica de una estructura sí es función, en muy buena parte, de sus propiedades, de la relación que guardan con las del terreno en que se desplanta y de las características de los temblores a los que se verá sometida. Aquí, de hecho, radica una de las particularidades más importantes de la ingeniería

estructural en las zonas sísmicas. Para evaluar los efectos que las solicitaciones causan a las estructuras, se utiliza el análisis estructural, sin embargo, la gran complejidad de la mayoría de las edificaciones obliga a simplificarlas drásticamente para poderlas analizar: no se analiza el edificio real, sino un modelo del mismo. La elección de un modelo satisfactorio, que incluya las características más significativas de la construcción, es básicamente para que el análisis tenga algún sentido; de nada sirven los métodos más elaborados y matemáticamente más exactos si el modelo no representa de manera adecuada a la construcción real, o si ésta no se efectúa de manera que se comporte como se supuso que lo haría al elaborar el modelo. La concordancia entre el modelo y la construcción es mucho más importante y, al mismo tiempo, difícil de lograr, en el análisis ante las fuerzas sísmicas que en el de la carga vertical, pues la interacción de elementos estructurales y no estructurales, la relación entre resistencias y rigideces, la configuración espacial de la construcción, y el comportamiento conjunto de la cimentación y superestructura, tiene mucho más importancia en el primer caso que en el segundo.

Una vez realizados todos los análisis, el producto que se obtiene son los elementos mecánicos, los momentos flexionantes, las fuerzas cortantes y normales, y los momentos de torsión, que habrán de ser resistidos por cada uno de los miembros que constituyen la estructura y por la estructura completa. El diseño consiste en determinar sus dimensiones de manera que se obtengan resistencia adecuada y condiciones de servicio satisfactorias. Si no se logra alguno de estos objetivos, puede ser necesario realizar un análisis que incluya las dimensiones modificadas de los elementos estructurales.

El comportamiento adecuado ante los efectos sísmicos exige un diseño mucho más cuidadoso que el requerido para las cargas permanentes, que permita jerarquizar las posibles formas de falla, evitando fenómenos que ocasionen disminuciones drásticas en la resistencia y en la capacidad de absorción de energía de las construcciones. Desgraciadamente, se sabe mucho menos acerca de la respuesta de los elementos estructurales bajo solicitaciones dinámicas, del tipo de las que producen los sismos, que de aquella que producen las cargas estáticas.

La última etapa del proceso es la elaboración de los documentos necesarios para transmitir sus resultados al constructor. Para ello se preparan planos y especificaciones, de importancia capital, pues con ellos se efectúa la construcción, resultado final de todo el proceso.

También la construcción demanda un cuidado mucho mayor que en las zonas no sísmicas, sobre todo en lo relativo a los detalles de los que depende la supervivencia de una estructura sometida a solicitaciones dinámicas intensas.

---

---

### III.3. Solicitaciones

El objeto de una construcción urbana es crear espacios en los que se viva y se trabaje en condiciones adecuadas de seguridad y confort; para ello, la estructura debe tener la resistencia suficiente para soportar la combinación de solicitaciones ocasionada por las cargas verticales y el viento o sismo y, además, tener la rigidez adecuada para que sus deformaciones, bajo esas solicitaciones, no sean excesivas, con lo que se evita el pánico entre los ocupantes, al menos en temblores no demasiado intensos, se reducen a un mínimo los daños en los elementos no estructurales y en las instalaciones y se regulan los efectos de segundo orden, provenientes de la interacción de cargas verticales y desplazamientos horizontales, que pueden influir de manera significativa, en la resistencia de estructuras flexibles.

Las cargas muertas se determinan generalmente con buena precisión; ésta disminuye al evaluar las cargas vivas, pero sigue siendo aceptable. En cambio, las incertidumbres relativas a las acciones accidentales, viento y sismo, principalmente, son muy grandes, pues se trata de fenómenos naturales que no pueden ser dominadas por el hombre. Sin embargo, los vientos intensos son frecuentes, y se sabe mucho sobre ellos, lo que permite determinar sus valores de diseño en forma confiable. No sucede lo mismo con los temblores de tierra, cuyas intensidades y características son por ahora, y quizá lo serán siempre, impredecibles.

La mayor parte de las incertidumbres acerca del diseño estructural en las zonas sísmicas, que hacen que difieran por completo de todos los problemas restantes de diseño estructural, proviene del desconocimiento de las acciones máximas a las que puede verse expuesta la construcción.

La base del diseño sísmico de los edificios no la constituye el temblor más intenso que deberán resistir, que no se conoce, sino los sismos que han ocurrido, en el pasado, en el lugar donde se construirán; como la información cuantitativa que se posee en la mayoría de los países es muy limitada, de unas cuantas décadas a lo sumo, que son un instante en la vida de nuestro planeta, poco se sabe acerca del temblor de diseño.

La ingeniería estructural en las zonas sísmicas se enfrenta con un problema que aparentemente no tiene solución: escoger sistemas estructurales, y dimensionar los elementos que lo componen, para que resistan solicitaciones desconocidas, por medio de mecanismos de respuesta que tampoco se comprenden por completo.

---

---

La amplitud y el contenido de frecuencias de las ondas que produce un sismo en un sitio dado dependen de la magnitud del sismo, de la distancia del sitio a la zona donde se generó, de las propiedades mecánicas del medio que atraviesan para llegar al sitio y de las características del suelo en éste. Puede haber amplificaciones de ondas de determinadas frecuencias cuando pasan por estratos de suelos con ciertas propiedades, con lo que aumenta o disminuye la amplitud de los movimientos, y su frecuencia varía. Las características locales del suelo en el sitio son también determinantes: de todos son conocidas las amplificaciones que se presentan en la zona de los antiguos lagos, en la que está construida buena parte de la Ciudad de México, sobre gruesas capas de arcillas con grandes contenidos de agua, con respecto a los movimientos en las áreas de suelos firmes que la rodean.

Como las ondas que originan el movimiento del suelo en que se desplanta una construcción provienen de la zona de ruptura de una falla, llegan al edificio con una dirección determinada, pero las características de esas ondas, su interacción y los efectos locales, geológicos y topográficos, hacen que el movimiento real del suelo resulte aleatorio, predominantemente horizontal, con frecuencia con algún énfasis direccional, y con una componente vertical que a veces es importante. En lo que concierne a un edificio determinado, los efectos de un temblor se ven afectados hasta por las características de las construcciones vecinas, su geometría, masa y tipo de cimentación. Como sucede en muchos fenómenos físicos, se conocen los mecanismos que originan el movimiento del suelo, pero la interacción de las diversas partes que lo componen ocasiona efectos complejos e impredecibles.

Toda la información obtenida por medio de estudios laboriosos y complicados realizados a lo largo de años de mediciones de temblores reales, de interpretación de la información obtenida y aplicación de elegantes modelos matemáticos, se reduce a dos datos principales en los que se basa el diseño estructural: el coeficiente sísmico y el espectro de diseño.

El coeficiente sísmico,  $c$ , se define como "el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel. Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos". Este coeficiente se emplea como un índice de la acción de diseño, o puede usarse directamente para evaluar, mediante métodos estáticos, las fuerzas horizontales que habrán de ser resistidas por la estructura.

Respecto a lo anterior, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal menciona a grandes rasgos, lo siguiente:

Artículo 206

"...El coeficiente sísmico para las Edificaciones clasificadas como del grupo B en el artículo 174 se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II y 0.40 en la III...Para las estructura del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento."

Estos valores han ido cambiando al paso del tiempo en función de los eventos sísmicos vividos por los investigadores, destacando algunas experiencias a continuación:

1. Los efectos del temblor del 28 de julio de 1957 demostraron que la respuesta de las construcciones ante un sismo determinado depende tanto de las características propias de la estructura como del tipo de suelo en que se apoya. Para tener en cuenta esos factores se dividió el Distrito Federal en tres zonas, y se varió el coeficiente sísmico de diseño en función de la zona en que se encuentra la estructura y de las características de la edificación. Los coeficientes más altos corresponden a la zona III, integrada por potentes depósitos de arcilla, altamente compresibles, de origen lacustre.
2. En 1976 se aumentan los valores de los coeficientes sísmicos, multiplicando por cuatro los de 1966, y se introduce el factor de ductilidad  $Q$ , que depende de las características del sistema estructural, entre el que se divide el coeficiente  $c$  para calcular las fuerzas de diseño. El procedimiento es más racional, pues tiene en cuenta las diferentes capacidades de disipación de energía por comportamiento inelástico de los diversos materiales y sistemas estructurales, pero los valores de  $c$  y  $Q$  se escogen de manera que para las construcciones más comunes se sigan obteniendo las mismas fuerzas sísmicas de diseño que en 1966.
3. Después de los terremotos del 19 y 20 de septiembre de 1985 se aumentan significativamente los coeficientes sísmicos de la zona III, en vista de que todos los edificios colapsados y la mayoría de los que sufrieron daños importantes se encontraban en ella; los de la zona II se incrementan en menor proporción, y no se modifican los de la zona I, en la que no hubo daños. Hay también cambios en los valores de  $Q$ , que reflejan el

comportamiento observado de los edificios, pero se conserva  $Q = 4.0$  para los sistemas estructurales más comunes, aunque haciendo más estrictos los requisitos que han de satisfacerse para tomar ese valor.

4. En el Reglamento de 1987 se conservan los coeficientes sísmicos de las zonas I y III y se incrementa el de la II; el resultado final, con respecto a 1976, es que se mantiene el coeficiente  $c$  en la zona I y se aumentan, en porcentajes prácticamente iguales, los de las zonas II y III, lo que no está de acuerdo con el comportamiento de las construcciones en las tres zonas, durante los temblores de septiembre de 1985. Los factores  $Q$ , que se llaman ahora "factores de comportamiento sísmico", para indicar que dependen de otros factores, además de la ductilidad de la estructura, no tienen cambios significativos.

El factor de importancia por el que se multiplican los coeficientes sísmicos de diseño de las construcciones del grupo B para obtener los de las del grupo A, ha cambiado de valor varias veces a lo largo del tiempo. Independientemente de la poca o mucha profundidad y confiabilidad que tengan los estudios con los que se han determinado, en cada caso, los valores de los coeficientes  $c$  y  $Q$ , una vez que aparecen en el Reglamento se vuelven de observancia obligatoria para los ingenieros que diseñan las estructuras que se construirán en el Distrito Federal.

A todas las incertidumbres del diseño sísmico se suma una más: se sabe poco sobre las características dinámicas de un edificio cuando se termina de construir, y nada sobre cómo se habrán modificado cuando tenga que resistir un temblor de gran intensidad.

Los coeficientes sísmicos y los espectros de respuesta especificados en el Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias se han escogido de manera que las construcciones diseñadas tomándolos como punto de partida no sean excesivamente costosas, y se ha dejado a la ductilidad y el amortiguamiento el papel de impedir que las sollicitaciones reales excedan demasiado a las de diseño, lo que podría conducir al colapso del edificio. Sin embargo, la demanda de ductilidad en estructuras con características dinámicas que las acerquen a la resonancia y, más todavía, si su amortiguamiento es menor de cinco por ciento del crítico, puede ser excesiva; en efecto, grandes demandas de ductilidad implican deformaciones muy importantes y daños estructurales considerables y progresivos, que pueden llevar al colapso.

---

---

No se conoce el grado de amortiguamiento de las estructuras, y menos aún el del complejo conjunto constituido por ellas, muros de lindero e interiores, losas y escaleras, pero sí se sabe que muchas construcciones modernas, que carecen casi por completo de muros rígidos y resistentes, tienen porcentajes de amortiguamiento menores que el cinco por ciento implícito en el Reglamento, por lo que su respuesta sísmica puede incrementarse sustancialmente.

No nos dejemos llevar por la impresión de que los fenómenos asociados a los eventos sísmicos son críticos en todos los problemas de ingeniería estructural en zonas sísmicas. Muchos de ellos lo son tan solo en terrenos como los de los antiguos lagos del valle de México los que, sin duda, representan un porcentaje importante del área que ocupa la ciudad, pero no son comunes a toda ella ni, mucho menos, típicos de la mayor parte de las zonas sísmicas del país.

#### **III.4. Análisis**

El método de análisis sísmico más sencillo y, probablemente, el más utilizado en la actualidad, es el llamado método estático, que consiste en determinar un conjunto de fuerzas horizontales, aplicadas en los pisos del edificio, cuya suma, en la base de éste, es igual al producto del coeficiente sísmico, especificado en los códigos, por el peso total de la construcción. Las fuerzas laterales se distribuyen en la altura siguiendo una ley de variación triangular, con el vértice en la base, tratando de reproducir aproximadamente la respuesta del edificio en su primer modo de vibrar, que suele ser el que tiene un papel más importante en la respuesta total; algunos códigos incluyen las contribuciones de los modos superiores, en forma toscamente aproximada, aplicando una fuerza horizontal adicional en el piso superior. Cuando se emplea este método no se tiene en cuenta el carácter dinámico de las solicitaciones sísmicas ni la influencia de las características de la edificación en la mayoría de las fuerzas aunque, en algunos casos, la fuerza cortante basal se hace depender de un período fundamental de vibración que se determina con una fórmula empírica basada en las dimensiones generales de la construcción.

Para tener en cuenta las características de los edificios y las de los temblores a que quedarán sometidos, se han desarrollado métodos de análisis dinámico, en los que se estudia un modelo del edificio consistente en masas concentradas en los pisos, ligadas entre sí por resortes, cuya rigidez lateral y torsional depende de las características de la estructura y de los elementos que, aún no siendo estructurales, contribuyen a resistir las fuerzas sísmicas, como las fachadas y muros interiores. Casi siempre se supone que la estructura se apoya en un terreno indeformable, que los sistemas de piso y las vigas son rígidos, y que las columnas pueden deformarse lateralmente, pero no en la dirección vertical.



Por medio de un análisis modal completo se obtiene la historia de la respuesta de la estructura sometida a aceleraciones específicas del suelo, que varían con el tiempo; conocida la historia completa, las solicitaciones máximas se evalúan con facilidad. El análisis se efectúa determinando la respuesta, en función del tiempo, de cada uno de los modos naturales de vibrar del edificio, considerando un sistema de un grado de libertad con propiedades representativas del modo particular y de la forma en que es excitado por el movimiento producido por el sismo, y combinando las respuestas de todos los modos.

Los valores máximos de las respuestas pueden obtenerse realizando un análisis modal espectral, con el que se determinan las respuestas máximas de cada modo, partiendo de los espectros de diseño especificados en los reglamentos; esas respuestas se combinan para obtener la máxima del sistema completo, lo que suele hacerse con el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

El enfoque dinámico es más apropiado que el estático, sobre todo para edificios irregulares, pero sigue teniendo muchas imprecisiones; buena parte de ellas proviene de la suposición de que el comportamiento del edificio es exclusivamente elástico, lo que deja de ser cierto bajo temblores de mediana o gran intensidad.

Las construcciones importantes se analizan a veces teniendo en cuenta, al modelarlas, su comportamiento inelástico, y sometiendo el modelo a temblores de características adecuadas; la respuesta inelástica, a lo largo del tiempo, se determina con un proceso de integración paso a paso. Este es el método más preciso de análisis sísmico con que se cuenta en la actualidad, al menos desde un punto de vista conceptual; sin embargo, la intensidad, duración y demás características de los temblores futuros permanecen, como siempre, desconocidas, lo que, aunado al costo y complejidad del método, hace que se emplee principalmente como herramienta de investigación, y poco para diseñar edificios.

En los últimos tiempos ha habido una tendencia generalizada a enfatizar las muchas hipótesis, poco precisas, involucradas en los métodos estáticos de análisis sísmico y a considerar que el análisis dinámico es la solución perfecta. Sin embargo, aunque esto puede ser cierto desde un punto de vista teórico, la realidad es que las incertidumbres que hay en el análisis dinámico son tantas que sus resultados pueden estar muy lejos de representar, de manera razonable, el comportamiento real de la estructura.

Es imposible predecir las características de los temblores futuros en un sitio determinado, punto de partida de las incertidumbres por considerar a lo largo de un diseño estructural y predicción del comportamiento de las construcciones.

---

---

Tampoco se conoce el amortiguamiento de las construcciones, del que dependen en buena parte sus respuesta dinámicas, y se sabe todavía menos sobre como se modificará esa propiedad a lo largo del tiempo, puesto que es función de las características de la estructura y de las de muchos elementos no estructurales, así como de complejas interacciones de los segundos con la primera.

Otra seria incertidumbre proviene de la reducción que debe hacerse en la respuesta elástica lineal al considerar la ductilidad de la estructura. Uno de los procedimientos más comunes consiste en dividirla entre un factor, función de las características de la estructura, que varía de una a cuatro o más. Es evidente la influencia que tiene ese factor en los resultados finales del análisis dinámico; sin embargo, sus valores no pueden calcularse, sino son producto del juicio de quienes los fijaron.

La obtención del modelo matemático necesario para analizar un edificio está sujeta también a incertidumbres importantes. En la construcción moderna se usan con frecuencia los muros estructurales, combinados con marcos rígidos, para resistir las fuerzas laterales; es difícil, y a veces imposible, determinar de manera satisfactoria la rigidez de esos sistemas. Los muros divisorios no estructurales y las fachadas de paneles prefabricados incrementan considerablemente la rigidez del conjunto, a menos que se construyan de manera que puedan moverse libremente con respecto a la estructura, lo que no siempre es fácil de lograr. Los sistemas de piso y las rampas de las escaleras modifican también la rigidez lateral. Y todas esas rigideces, así como las de los marcos de concreto reforzado, cambian durante un temblor, debido a agrietamiento y deterioro progresivo, y a lo largo del tiempo, al presentarse una sucesión de temblores.

Además, el deterioro no es uniforme, lo que altera la distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes y modifica las torsiones, que pueden incrementarse considerablemente con respecto a las que había en la estructura inicial.

La interacción suelo-cimentación-estructura introduce nuevos fenómenos desconocidos, o ignorados en el análisis. Para evaluar las fuerzas sísmicas de diseño suele suponerse que el movimiento del suelo en la base de la cimentación es el de campo libre, que se presentaría si no hubiese ningún edificio, lo que es correcto sólo si el suelo es rígido. Cuando el terreno es blando, el período fundamental del edificio tiende a crecer, a causa de la componente rotacional del movimiento de la cimentación. Además, la mayor parte de la energía transmitida a la construcción durante el sismo se pierde por radiación de las ondas sísmicas hacia fuera de la cimentación, y por amortiguamiento del material del suelo debido a la acción inelástica histerética que tiene lugar en él. Como una consecuencia, las fuerzas sísmicas tienden a reducirse, mientras crecen los desplazamientos laterales induciendo el efecto  $P - \Delta$ .

Es claro que la respuesta sísmica de la estructura es función del tipo de cimentación, efecto que tampoco suele considerarse en el análisis y sobre el cual se cuenta, en la actualidad, con muy poca información. Todo lo anterior pone en evidencia que los métodos dinámicos, muy precisos en teoría, no lo son en realidad al aplicarlos a construcciones reales. Y queda también la duda de cuál es la utilidad real de los estudios teóricos, de gran precisión aparente, en los que se investiga, por ejemplo, el comportamiento de marcos rígidos planos aislados, a los que se les han quitado todos los factores que hacen que el comportamiento de las edificaciones sea tan extraordinariamente complejo.

Finalmente, al terminar el análisis sísmico, realizado con cualquiera de los métodos mencionados, se cuenta con un conjunto de fuerzas estáticas horizontales que reproducen, con más o menos precisión, las fuerzas de masa que el movimiento del suelo ocasiona en la edificación. La obtención de los elementos mecánicos de diseño se efectúa ahora con cualquiera de los métodos usuales. Los más comunes son los matriciales, que están basados en un comportamiento elástico lineal ilimitado de la estructura y los elementos que la componen; sin embargo, la mayoría de los reglamentos permiten redistribuciones, más o menos arbitrarias, de los elementos mecánicos, para tener en cuenta, aunque sea en forma burdamente aproximada, las deformaciones inelásticas que preceden a la falla de la estructura.

### **III.5. Diseño**

Actualmente, las estructuras pueden diseñarse, al menos en teoría, de manera que tengan la resistencia y rigidez suficientes para que su respuesta ante la combinación de acciones verticales y sísmicas, sea predominantemente elástica, pero al hacerlo se obtienen soluciones mucho más costosas que las empleadas tradicionalmente en edificios construidos en zonas sísmicas debido a los requerimientos de detalles constructivos. Este tipo de soluciones es recomendable en estructuras especiales, en las que se desee mantener los daños con niveles muy bajos, aún cuando queden sometidas a temblores de gran intensidad, como sucede con las centrales nucleoelectricas.

En la mayoría de las construcciones convencionales los problemas económicos hacen que no se justifique la solución anterior, ya que el aumento de costo requerido para resistir vibraciones laterales de gran intensidad debe analizarse tomando en cuenta la importancia de la estructura y la probabilidad de ocurrencia de los temblores. Esto lleva a la filosofía actual del diseño de edificios que se construirán en zonas sísmicas, de donde provienen los criterios para fijar los niveles de carga indicados en los reglamentos modernos: los edificios deben ser capaces de resistir temblores menores sin sufrir daños,

temblores moderados sin daños estructurales, y temblores muy intensos sin colapso, pero con daños no estructurales y estructurales. Se acepta, pues, la posibilidad de que la construcción sufra desperfectos importantes, pero no la de que se pierdan vidas. El objetivo de los códigos es obtener estructuras que se comporten elásticamente bajo temblores que puede esperarse que ocurran más de una vez durante la vida del edificio y que sean capaces de sobrevivir, sin colapso, el temblor de intensidad máxima que es probable que se presente durante ella. Para evitar el colapso durante el temblor más intenso, los miembros y la estructura en conjunto, han de poseer ductilidad suficiente para absorber y disipar energía por medio de deformaciones postelásticas, lo que exige excursiones importantes en el intervalo inelástico, con poca o ninguna pérdida de resistencia. La ductilidad necesaria puede estar asociada, en casos extremos, con deformaciones permanentes muy grandes, de manera que aunque no se presente el colapso de la estructura los daños que sufra pueden ser tales que no resulte económico repararlos, y la construcción se pierda por completo.

A raíz de los últimos temblores intensos, sobre todo los de la Ciudad de México en septiembre de 1985, empieza a cuestionarse, si no la filosofía en sí, al menos el nivel de daños que debe permitirse durante movimientos muy intensos, pues los costos de reparación y refuerzo de las construcciones son tan elevados que seguramente se justifica aumentar la inversión inicial para disminuir los riesgos de que se presenten daños importantes en la estructura, acabados o instalaciones.

Las características principales que debe tener un edificio que se va a construir en un zona sísmica son resistencia y rigidez suficientes y ductilidad adecuada.

La ductilidad no es indispensable, en teoría, puesto que pueden construirse estructuras que, también en teoría, se comporten elásticamente bajo temblores de cualquier intensidad; constituye, sin embargo, una manera económica de obtener estructuras capaces de soportar temblores intensos, si bien sufriendo daños que pueden ser importantes. Además, como no se conocen las características del temblor más desfavorable a que quedará sometida la construcción, no puede suprimirse la ductilidad, al menos en zonas críticas de la estructura, sin correr el riesgo de que el comportamiento real esté muy por debajo del previsto.

Los reglamentos de diseño sísmico han estimulado el uso de estructuras dúctiles, generalmente flexibles, y han penalizado a las rígidas, a pesar de que en los últimos temblores, ocurridos en distintas partes del planeta, se ha comprobado, de manera sistemática, el superior comportamiento de las estructuras rígidas y resistentes, especialmente si se les proporciona ductilidad adecuada en las zonas donde pueden concentrarse las deformaciones inelásticas.

Dentro de todo el proceso de diseño estructural, la atención principal ha de dirigirse hacia la altura y configuración del edificio, para evitar fenómenos de resonancia y anomalías geométricas o estructurales, en la planta baja o en su elevación, que produzcan torsiones excesivas o entresijos débiles, así como hacia el diseño y construcción de la estructura, buscando el comportamiento más deseable bajo temblores intensos, lo que implica evitar fallas prematuras, de carácter frágil o por inestabilidad. Todo esto exige mucho cuidado, sobre todo en las zonas donde habrá gran demanda de ductilidad. Y exige también una colaboración mucho más estrecha entre el arquitecto y el ingeniero estructural y entre éste y el experto en mecánica de suelos y cimentaciones.

### **III.6. Diseño por Capacidad**

En el enfoque tradicional de diseño sísmico se propone el tipo de sistema estructural, así como las dimensiones respectivas, como primer paso del proceso de diseño, posteriormente se revisa si las secciones críticas de los elementos estructurales son lo suficientemente resistentes y al final se revisa de manera simplista si los desplazamientos laterales son menores que los permisibles.

En el proceso de diseño sísmico por capacidad, los pasos de diseño siguen un orden diferente, ya que inicialmente se define la demanda por sismo de desplazamientos laterales o deformaciones de entresijo en la estructura y se selecciona un sistema estructural y características de éste de manera que la demanda de deformación en la estructura no supere a la capacidad de deformación de ésta. En este proceso particularmente es de interés que con la demanda de desplazamientos que se tienen en el primer paso del diseño sísmico, es posible evaluar de manera aproximada el período fundamental de la estructura para seleccionar el sistema estructural y las dimensiones apropiadas de la estructura para que la demanda de desplazamientos en la estructura no supere a la capacidad de ésta. Posteriormente se revisa que las secciones estructurales críticas tengan la resistencia necesaria.

Es evidente que con el procedimiento descrito para llevar a cabo el llamado diseño sísmico por desempeño, de manera explícita se define la demanda de deformaciones laterales en la estructura, así como las características de ésta para que su capacidad de deformación durante un evento sísmico sea mayor que las deformaciones esperadas. Como el daño estructural y no estructural está directamente relacionado con las deformaciones laterales de la estructura, es claro que con el diseño sísmico por desempeño se estaría logrando de manera explícita controlar el daño sísmico esperado en una estructura.

Ésta estrategia de diseño, hacia la cual están tendiendo la mayoría de los códigos, establece una jerarquía de resistencia entre los elementos estructurales. En ella el diseñador "le dice a la estructura qué debe hacer". Es decir, le indica donde son deseables las articulaciones plásticas (en este caso las vigas) y donde proscribe la plastificación de otras secciones (en las Columnas).

Las regiones críticas denominadas articulaciones plásticas se detallan suficientemente bien para las solicitaciones de flexión y cortante, teniendo en cuenta que en estos elementos la resistencia desarrollada es menor que la respuesta del análisis elástico lineal. En efecto, estas articulaciones plásticas actúan como si fueran fusibles estructurales. Por consiguiente será la resistencia real la que se alcance y no la resistencia nominal, con la posibilidad de desarrollar sobre resistencia a flexión.

Los elementos menos dúctiles (más resistentes), en este caso las columnas, deben diseñarse para resistir las solicitaciones originadas por las articulaciones plásticas de las vigas, considerando el factor de sobre resistencia a flexión. De este modo las estructuras diseñadas con este enfoque, bien detalladas y bien construidas, serán más tolerantes ante la inevitable tosquedad o imprecisión de las demandas de ductilidad impuestas por un gran sismo.

# Capítulo IV

# EDIFICIOS

# CON MUROS

# DE CARGA

## IV.1. Características Generales

La observación de daños estructurales y no estructurales en edificaciones que han ocurrido durante terremotos en diferentes países en los últimos años, indica la importancia del control de desplazamientos laterales en estructuras, con el objeto de disminuir los daños durante sismos. Es relevante mencionar el daño observado en elementos no estructurales, aún en los casos cuando los elementos estructurales no sufrieron mayores daños. En otros casos también ha sido de interés observar que los daños estructurales estuvieron asociados a desplazamientos laterales importantes en las estructuras.

Desde hace mucho tiempo, se ha reconocido la utilidad de los muros en la planeación estructural de edificios de niveles múltiples. Cuando los muros se colocan en posiciones ventajosas dentro de una construcción, pueden ser muy eficientes para resistir las cargas laterales producidas por el viento o los sismos. Estos muros se han denominado muros de cortante debido a que con frecuencia gran parte de la carga lateral de

un edificio, si no es que toda, se transfieren a estos elementos estructurales. El nombre no es muy apropiado ya que en raras ocasiones el modo crítico de resistencia está relacionado con el cortante. Los edificios de niveles múltiples se han hecho más altos y más esbeltos, por lo que, con esta tendencia el análisis de muros de cortante es una parte importante del diseño. Con frecuencia los muros de cortante contienen numerosas aberturas por lo que será afortunado si las mismas forman un patrón sistemático.

El uso de muros de cortante se hace imperativo en determinados edificios elevados a fin de poder controlar las distorsiones de entrepiso, provocadas por la carga lateral. Los muros de cortante bien diseñados en las áreas sísmicas tienen un buen historial. No sólo pueden proporcionar seguridad estructural adecuada, sino que también pueden dar gran protección contra daño no estructural costoso durante las perturbaciones sísmicas moderadas.

Los muros estructurales están sujetos a desplazamientos axiales, traslacionales y torsionales. La manera como un muro resiste estos desplazamientos depende de la geometría, configuración, orientación y localización que tengan en la planta del edificio. La posición de los muros en la planta está dictada por los requerimientos de funcionalidad del edificio. Normalmente los arquitectos son los que determinan la localización de los elementos y buscan que éstos sean lo más pequeño posibles, que se encuentren discretizados en la arquitectura del edificio y que el resultado del análisis y diseño estructural sea económico. Es difícil encontrar que estas tres cosas se den al mismo tiempo pero se pueden lograr configuraciones que satisfagan algunos de estos deseos garantizando la seguridad y el buen comportamiento del edificio.

Los muros individuales generalmente actúan como voladizos. En diseño sismo-resistente se esperan deformaciones dentro del rango no lineal, exigiendo que se distribuyan uniformemente los muros en la planta del edificio. Si se utilizan pocos muros concentrándolos en lugar de distribuirlos, las demandas de ductilidad pueden resultar excesivas con la pérdida correspondiente de resistencia.

Se puede esperar que un muro de cortante en voladizo simple, como el mostrado en la Figura IV.1, se comporte de la misma manera que una viga de concreto reforzado. La sección transversal estrecha (ancho pequeño) indica que puede plantearse el problema de inestabilidad del borde a compresión.

Por lo general, las losas de piso de un edificio de niveles múltiples como los indicados en la Figura IV.1, actúan como diafragmas horizontales y dan apoyo lateral; en consecuencia, se puede considerar que la longitud crítica con respecto al pandeo es igual a la altura de los pisos.



Los requisitos esenciales son una cimentación adecuada para dar fijación total a la base y suficiente conexión de los muros de cortante a cada piso para transmitir la carga horizontal.

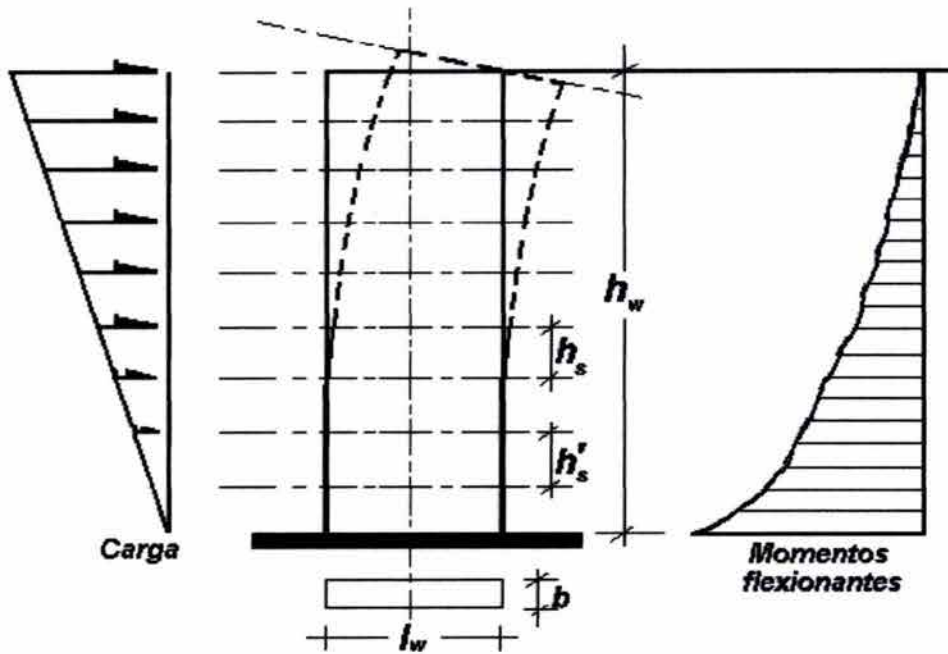


Figura IV.1

El muro de cortante, si actúa como un voladizo grande, estará sujeto a momentos flexionantes y fuerzas cortantes que se originen principalmente por las cargas laterales y a compresión axial provocada por acción de la gravedad. De acuerdo con esto, se puede evaluar la resistencia de la sección crítica a través del muro a partir de la relación de interacción Momento-Fuerza axial. El refuerzo vertical o de flexión en la porción del alma de un muro de cortante, que puede ser considerable, debe ser tomado en cuenta al evaluar la capacidad a flexión.

La altura de los muros de cortante en voladizo de muchos edificios bajos es menor que su longitud (es decir, su peralte estructural). Es claro que en tales casos no se puede basar la evaluación de la resistencia a flexión y cortante y el refuerzo apropiado en las técnicas convencionales aplicables a muros más altos. En vez de eso, son relevantes los principios establecidos con relación al comportamiento de vigas de gran peralte. No es posible estudiar por separado la flexión y cortante, ya que ambas están relacionadas más íntimamente en los muros bajos de cortante.

---

---

Por lo general los muros de cortante de baja altura sólo transmiten cargas de gravedad muy pequeñas, razón por la cual se ignora su efecto benéfico derivado al menos para la resistencia a cortante. La demanda de acero a flexión también será pequeña en la mayoría de los casos, debido al brazo de palanca interno disponible relativamente grande. En consecuencia, sería más práctico distribuir el refuerzo vertical (a flexión) en forma uniforme en toda la longitud del muro, permitiendo sólo un aumento nominal en los bordes.

Probablemente la pérdida de ductilidad correspondiente a la carga sísmica no será de gran importancia por dos razones. En primer lugar, el bajo requisito de acero a menudo se satisface mediante un contenido próximo al mínimo, que da suficiente absorción de energía en el intervalo inelástico. En segundo lugar se pueden hacer muros de cortante bajos debidamente detallados que absorban todo o la mayor parte del choque sísmico en el intervalo elástico sin demanda de grandes contenidos de refuerzo.

A falta de mejor información, se ha intentado predecir el comportamiento probable de los muros de cortante bajos de las pruebas realizadas en vigas de gran peralte, ya que las similitudes geométricas sugieren el procedimiento. Casi todas las pruebas en las vigas de gran peralte tienen una característica común: la carga se aplica directamente a las caras superior e inferior de las probetas apoyadas simplemente en el claro y en los soportes, respectivamente. Esta forma de aplicación de la carga aumenta considerablemente la efectividad de la acción de arco. Los estribos que cruzan la grieta diagonal principal, que se forma entre el punto de carga y el apoyo, no participan con resistencia eficiente a cortante debido a que no se pueden formar puntales de compresión entre los anclajes de los estribos. El arco se libera del cortante a lo largo del camino más corto posible, lo que está asociado con deformaciones más pequeñas. En consecuencia, no es de sorprender encontrar en los experimentos que los estribos adicionales no mejoraron la resistencia a cortante.

Para el muro común de cortante de un edificio, la carga se introduce a lo largo de la junta entre las losas del piso y los muros, como una carga lineal. Claramente no es posible que se desarrolle una acción efectiva de arco con este tipo de carga. El patrón de grietas revela la formación de puntales diagonales, de allí la participación de los estribos. En la Figura IV.2 está ilustrado un patrón semejante de grietas, que puede ocurrir en un muro bajo de cortante. De las consideraciones de equilibrio del cuerpo libre triangular marcado con el 1, es evidente que se requieren estribos horizontales para resistir el esfuerzo cortante aplicado a lo largo del borde superior. Las fuerzas de compresión establecidas en el cuerpo libre también requieren de refuerzo vertical. En ausencia de compresión vertical externa, los aceros horizontal y vertical deben ser iguales para permitir que se generen diagonales a compresión a  $45^\circ$ . Por otra parte, en el cuerpo libre unido por dos grietas y marcado con el 2, sólo es necesario generar fuerzas verticales, iguales a la intensidad a

cortante, para desarrollar la compresión necesaria diagonal. Con frecuencia este acero se conoce como refuerzo a cortante, aunque su papel principal es resistir el momento que tiende a volcar el cuerpo libre 2. La Figura IV.2 ilustra el papel de las varillas verticales y horizontales para resistir la fuerza cortante en muros bajos de cortante.

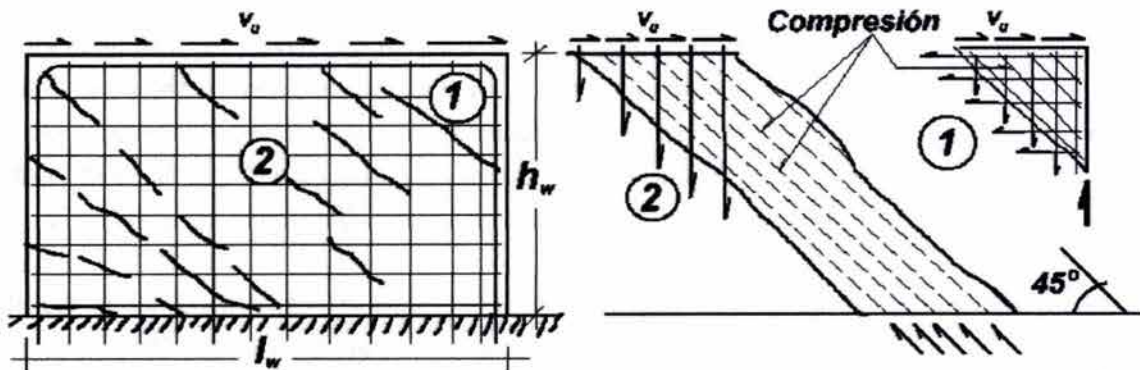


Figura IV.2

Por otro lado, a veces se rodean los muros de cortante por un marco periférico que puede contener refuerzo sustancial. Algunos investigadores han intentado evaluar el comportamiento de esos muros a partir de la superposición de la acción del marco y la del diafragma del relleno del muro. El enfoque se justifica cuando no existe conexión homogénea entre los dos, lo que sucede para marcos de acero o concreto reforzado con tableros de relleno de mampostería. Sin embargo, un muro de cortante de concreto reforzado colado monolíticamente con elementos perimetrales tiende a actuar como una unidad, por lo que se deben hacer todos los esfuerzos posibles en el proceso de diseñar y detallar para estimar este comportamiento.

Como la mayoría de los muros estructurales son secciones delgadas abiertas, tienen baja rigidez torsional, siendo usual despreciarla. Excepcionalmente se utilizan secciones tubulares para soportar dichos efectos, como se aprecia en la Figura IV.3 donde se puede examinar la estabilidad torsional de un sistema de muros.

En los casos (a), (b) y (c), la estabilidad torsional queda dada sólo por la rigidez torsional de cada elemento individual, siendo ella muy pequeña. A pesar de que (a) y (c) son sensiblemente simétricas, no tienen capacidad resistente a torsiones accidentales.

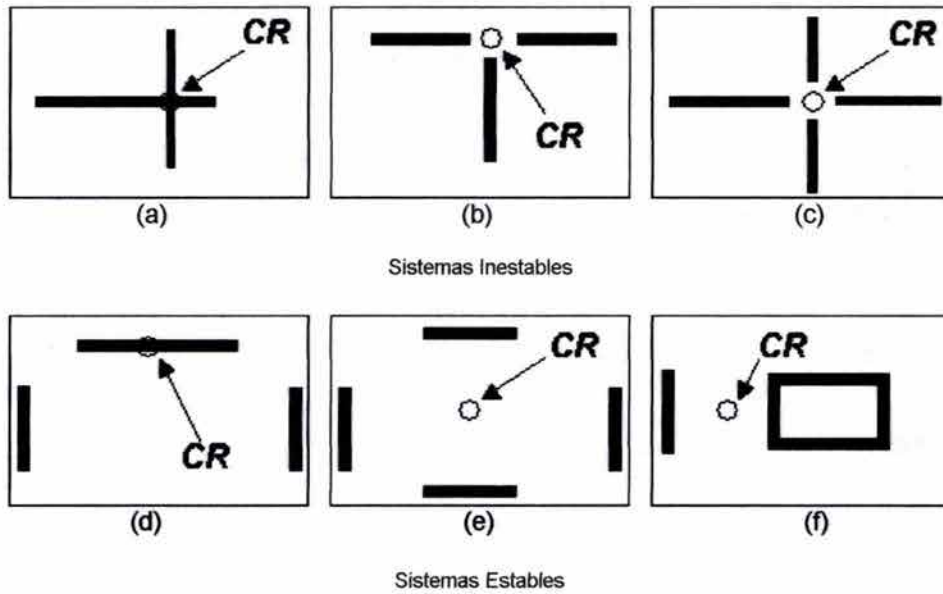


Figura IV.3

Los casos (d), (e) y (f), aparentemente son estables respecto a la torsión, sin embargo, frente a la sollicitación sísmica no necesariamente son muy buenos, especialmente los casos (d) y (f), a no ser que se empleen elementos sismo-resistentes adicionales, como marcos dúctiles por ejemplo. Para ilustrar el problema de la estabilidad torsional en régimen no lineal, se puede usar la Figura IV.4.

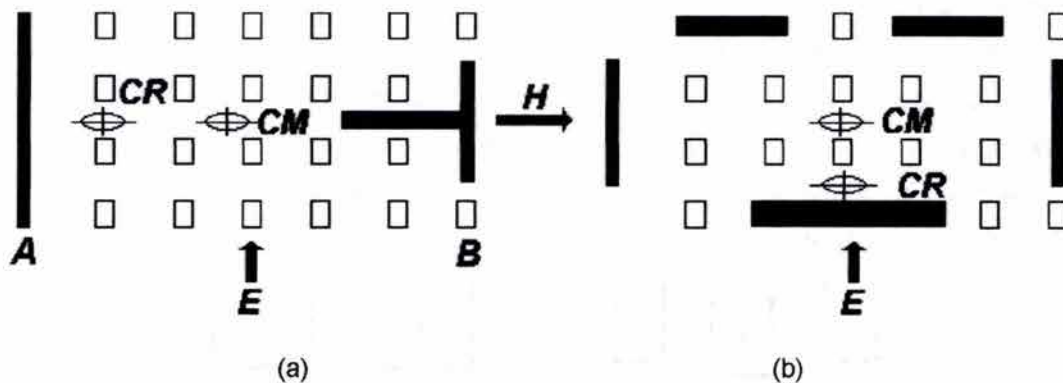


Figura IV.4

La fuerza horizontal  $H$ , que actúa en el centro de gravedad o de masas ( $CM$ ), queda resistida en ambos sistemas si actúa según la dirección longitudinal, aún existiendo pequeñas excentricidades. Para un sismo en dirección transversal  $E$ , en el caso IV.4a no se puede asegurar que los dos muros fluyan a la vez. Si  $A$  permanece en el rango elástico mientras  $B$  entra en régimen no lineal, se produce una torsión en planta debido al desplazamiento no lineal excesivo de  $B$ , siendo sólo este muro el que contribuye a la disipación de energía. En el caso IV.4b existen otros muros que permanecen elásticos, desplazándose la planta sin rotar y asegurando que los muros longitudinales participen en la disipación de energía.

Para elegir la ubicación de los muros en planta, deben considerarse tres aspectos adicionales:

- ✓ Ubicar en lo posible, los muros en el contorno;
- ✓ Tratar de llevar las cargas gravitacionales a la cimentación a través de los muros, intentando así minimizar la flexión en el muro facilitando a la cimentación la absorción de los momentos de volteo generados en los muros; y
- ✓ Evitar concentrar la resistencia a cargas laterales en unos pocos muros debido a los problemas que se originan en las cimentaciones para resistir estas concentraciones de esfuerzos.

Las configuraciones de los edificios de vivienda en nuestro medio, siempre tienen una presencia mayor de muros en un sentido que en otro. El sentido longitudinal de los muros generalmente son los divisorios de habitaciones por lo que existe buen número de ellos, pero en el sentido transversal existe deficiencia debido a que en las fachadas no se colocan muros por la presencia de ventanas para iluminar los espacios interiores, y en el interior sólo quedan algunos muros que forman closets o baños en tipologías de dos departamentos por piso o el divisorio de departamentos para el caso de cuatro departamentos por piso (Figuras IV.5a y IV.5b, respectivamente).

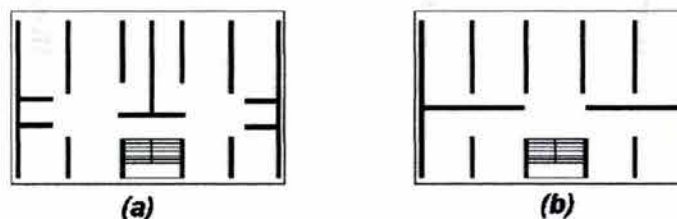


Figura IV.5

Debido a lo anterior, las consideraciones a pesar de ser válidas, son difíciles de cumplir pero se pueden mejorar de la siguiente forma:

- ✓ Cuando no se pueden ubicar buenos muros en las fachadas, debemos conciliar con el arquitecto que se coloquen muros que formen esquina con los muros laterales del edificio, o bien tratar de juntar las ventanas de las habitaciones hacia un muro longitudinal con el fin de obtener mayores longitudes de muros en fachada;
- ✓ Las cargas verticales tienden a llevarse por los muros longitudinales debido a que la distancia entre ellos es menor, dejando los muros transversales con poca carga o simplemente con la carga debida a su peso propio. Esto se puede evitar buscando apoyar la losa en dos direcciones en los puntos donde existan muros transversales y con esto disminuir el volteo de los mismos en la cimentación por la baja carga vertical;
- ✓ La concentración de esfuerzos en pocos muros es difícil de evitar en los muros transversales sobre todo en las tipologías de cuatro departamentos por piso, sin embargo pueden hacerse juntas en estos muros para repartir mejor los esfuerzos.

En la Figura IV.6 se muestran diversas secciones transversales utilizadas en muros estructurales, los espesores de muros quedan determinados por la resistencia al cortante y a las condiciones de estabilidad lateral. A veces se utilizan elementos de borde, como en los casos (b), (c), y (d) para permitir que las vigas que llegan transversalmente al muro tengan anclajes adecuados y para disminuir los esfuerzos de compresión en los extremos de los muros.

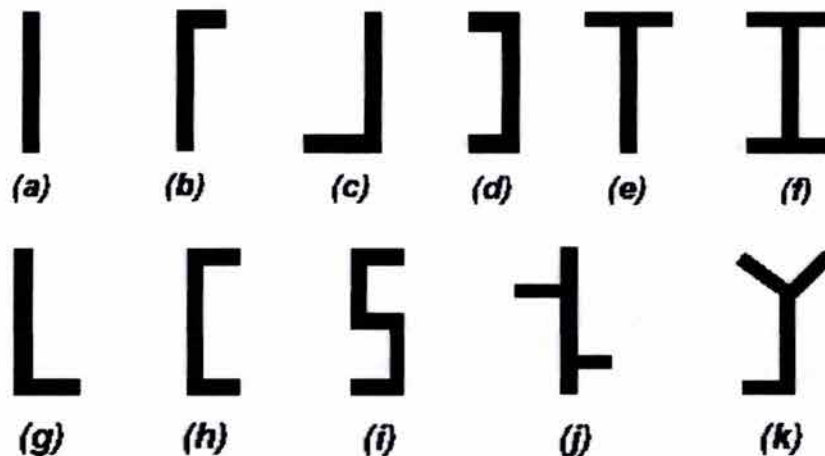


Figura IV.6

---

---

Otras veces hay muros que se interconectan originando una gran resistencia a acciones sísmicas. A veces, como en los casos (h) y (j), resultan secciones con alas, siendo necesario considerar un ancho efectivo, el diseñador debe decidir qué longitud de ala efectiva se toma para el diseño del muro.

Es importante conocer el ancho efectivo para determinar la sobre-resistencia a flexión de una sección crítica de un muro estructural, la cual queda controlada principalmente por todo el armado en tensión durante un pulso largo de aceleraciones del sismo que induzca una incursión en el rango no lineal. Se requiere entonces aplicar algún criterio para evaluar el ancho efectivo del ala en tensión. El ancho equivalente que se considere para el ala comprimida no tiene mayor efecto en la estimación de la sobre-resistencia a flexión.

A menudo los muros tienen aberturas, siendo necesario juzgar si se pueden desprestigiar en el cálculo. Lo más destacado en estos casos, reside en el hecho de que hay que distinguir entre voladizos y elementos con aberturas importantes debido a su discontinuidad principalmente.

La mayoría de los muros en voladizo pueden tratarse como vigas-columnas comunes de concreto reforzado. Las fuerzas laterales actúan a través de las losas que se pueden considerar como diafragmas rígidos, estabilizando además el muro respecto al pandeo, permitiendo utilizar espesores muy delgados. En estos muros es muy fácil asegurar adecuadamente una capacidad de rotación en el rango plástico en zonas de posible formación de articulaciones plásticas.

En la Figura IV.7 se muestra un muro típico utilizado en edificios bajos. Los muros de baja esbeltez se caracterizan por relaciones  $\frac{h_w}{l_w}$  pequeñas, con gran resistencia a flexión aún para bajas cuantías de armado vertical. Debido a su geometría se requiere resistir cortantes grandes para permitir que se desarrolle la resistencia a flexión en la base.

El comportamiento no lineal de estos muros generalmente queda controlado por el cortante. A pesar de todo, se puede lograr una respuesta no lineal en flexión, aún cuando el cortante disminuya su capacidad de disipar energía. Para disminuir las demandas de ductilidad es aconsejable diseñarlos para resistir grandes cargas laterales.

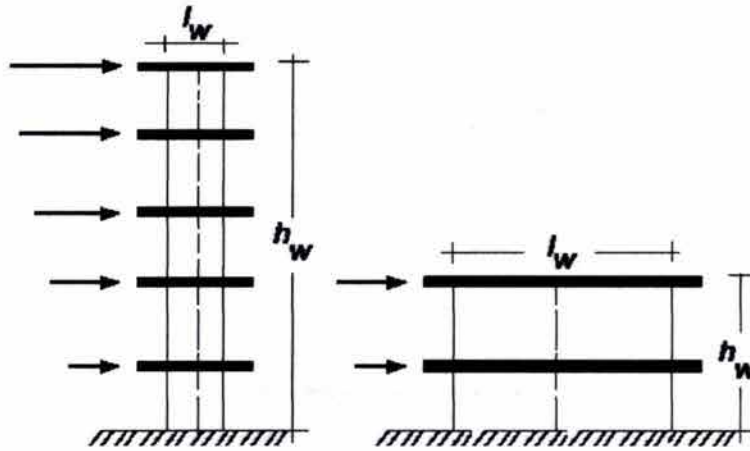


Figura IV.7

Al definir las aberturas en muros, como puertas y ventanas, es importante poder predecir de manera intuitiva el posible comportamiento de la estructura ante un sismo. Es necesario impedir reducciones importantes de la sección cerca de los bordes para asegurar un buen comportamiento a flexión, debiendo el muro poseer una resistencia adecuada a cortante que le permita desarrollar su resistencia a flexión.

A veces la disposición de ventanas o puertas de ascensores por ejemplo, cuyo esquema se muestra en la Figura IV.8a, deja zonas muy débiles haciendo difícil resistir el cortante, razón por la cual estos diseños deben evitarse. Si la separación entre aberturas es grande, como en la Figura IV.8b, se puede transmitir el cortante mediante zonas a compresión y a tensión, permitiendo que se desarrolle un comportamiento dúctil en flexión si la resistencia al cortante lo permite.

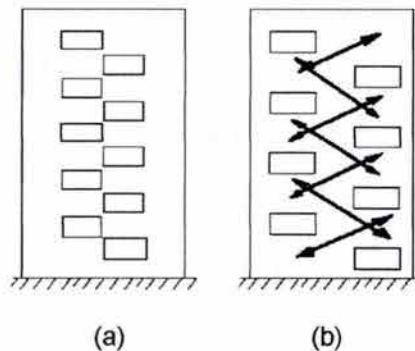


Figura IV.8



Si las aberturas se distribuyen regularmente, se pueden obtener sistemas estructurales muy eficientes con una capacidad de disipación de energía excelente, según se muestra en la Figura IV.9.

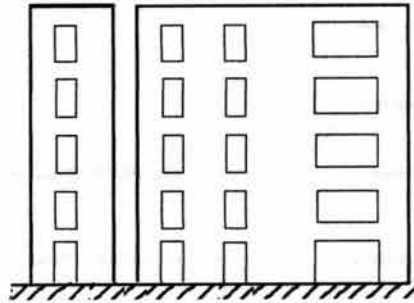


Figura IV.9

Los muros unidos por vigas, se denominan muros acoplados. Como las vigas suelen ser cortas, de poco peralte y por lo tanto, mucho más débiles, los muros se comportan predominantemente como voladizos.

La rotación que los muros imponen a las vigas las hacen generalmente fluir, pudiendo disipar una gran cantidad de energía si han sido diseñadas adecuadamente. La presencia de vigas peraltadas, suelen modificar el comportamiento del sistema siendo necesario considerar sus efectos y tratar los muros con el criterio de acoplamiento adecuado.

En sistemas de muros acoplados como el mostrado en la Figura IV.9, surge la duda de considerarlos en el análisis como un solo muro con perforaciones o como dos muros interconectados por vigas de acoplamiento, por lo que una manera de solucionar el conflicto, es por medio de la comparación de los dos modelos mostrando cualitativamente el problema con la Figura IV.10.

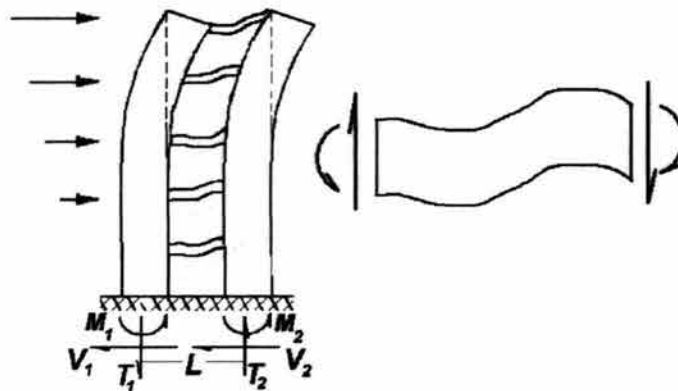


Figura IV.10

$$M_a = T \cdot L \qquad M_{ot} = M_1 + M_2 + M_a \qquad A = \frac{M_a}{M_{ot}}$$

donde:  $M_a$  es el momento de acoplamiento;

$M_{ot}$  es el momento total del sistema;

$M_i$ ,  $i = 1, 2$  son los momentos resistentes de los muros;

$L$  es el brazo de palanca del par de fuerzas generado por la resistencia de las vigas; y

$A$  es el acoplamiento de los elementos.

El momento total del sistema es igual a la suma de los momentos que traen los muros más un momento adicional que se produce debido a la presencia de las vigas que unen los muros y que depende de la rigidez y resistencia a flexión de las mismas. La relación entre el momento que se produce por la presencia de las vigas y el momento total, es un parámetro que le define el grado de acoplamiento que tienen los muros.

Algunos de los códigos de diseño, sugieren que cuando  $A$  sea menor a  $\frac{1}{3}$ , el sistema no está acoplado y cada muro funciona como un voladizo independiente. Cuando este valor sea mayor a  $\frac{1}{3}$ , el sistema se considera acoplado y se sugiere hacer las reducciones respectivas en lo relacionado a la respuesta elástica del sistema.

En edificios de departamentos, las trabes de liga suelen ser débiles dejándose a veces sólo la losa como elemento de acoplamiento. En este caso el valor de  $A$  es pequeño pudiendo en el análisis considerarse que los muros actúan como elementos aislados. En este caso, al ocurrir una grieta en la base por flexión, la zona tensionada se levanta comprimiéndose uno de los extremos. Este es el comportamiento observado en el estado límite último que ha llevado a recomendar que los muros estructurales tengan elementos de borde capaces de resistir cargas, tanto gravitacionales como provenientes de las acciones laterales de un sismo.

El momento de acoplamiento  $M_a = T \cdot L$  puede llegar a contribuir en un 50% al momento total en sistemas de vigas fuertes.

Si el dintel o viga de acoplamiento tiene una rigidez intermedia puede alcanzar la plastificación en sus extremos, funcionando como un elemento disipador de energía (fusible). Dependiendo de la rigidez de estas vigas de acoplamiento puede ocurrir el levantamiento o no del muro en tensión.

Generalmente el sistema estructural es elegido por el arquitecto, y una vez aceptado por el ingeniero, las posibilidades de controlar el comportamiento del edificio ante un sismo mayor quedan severamente limitadas. Una gran cantidad de fallas graves y colapsos en terremotos anteriores se han relacionado directamente con la forma estructural elegida.

El mecanismo de disipación de energía de muros acoplados es similar al mecanismo de marcos de varios pisos con columnas fuertes y vigas débiles. Se supone que todas las vigas están plastificadas en sus extremos y los muros en la base, permaneciendo el resto de cada muro elástico en toda su altura. Esto se logra fácilmente porque los muros son mucho más resistentes que las vigas.

La hipótesis básica de los muros es considerar estos como voladizos empotrados en la base. Debido a su característica geométrica, el desplazamiento del muro se ve gobernado por las deformaciones por flexión y por cortante simultáneamente y hay que tenerlas en cuenta en el modelo matemático. El no considerar las deformaciones por cortante puede subestimar las fuerzas en muros con relaciones altura-longitud menores de cinco ( $\frac{h_w}{l_w} < 5$ ).

En la Figura IV.11 se presenta el cálculo del desplazamiento de un voladizo bajo una fuerza horizontal incluyendo la deformación por cortante y flexión, y por medio del uso de este valor se determina la rigidez del elemento.

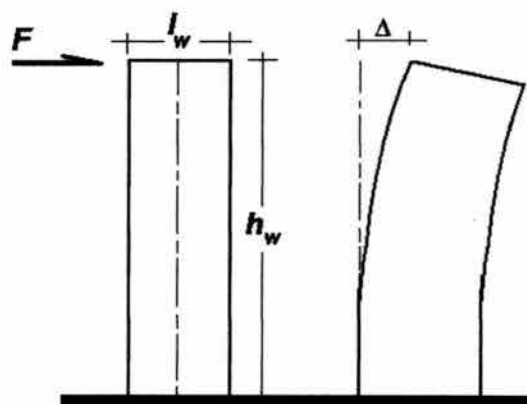
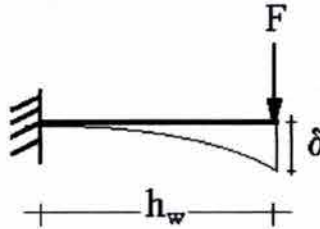


Figura IV.11

Partiendo de la expresión  $F = K \delta$  se tiene el siguiente sistema de análisis:



El desplazamiento total es:

$$\delta = \delta_f + \delta_c$$

de donde

$$\delta_f = \frac{\partial U_f}{\partial F}; \quad U_f = \frac{1}{2} \int_0^L \frac{M(x)^2}{EI} dx \quad \delta_c = \frac{\partial U_c}{\partial F}; \quad U_c = \frac{1}{2} \int_0^L \frac{V(x)^2}{GA_c} dx$$

$E$   $\Delta$  Módulo de elasticidad del material del que está hecha la barra;

$I$   $\Delta$  Momento de inercia en la dirección de análisis;

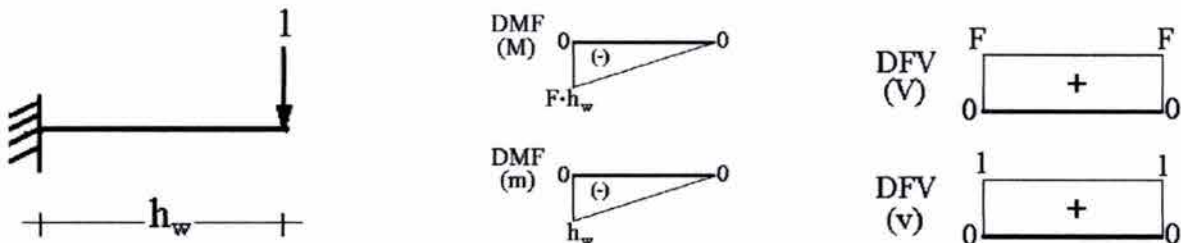
$G$   $\Delta$  Módulo de cortante del material;

$A_c$   $\Delta$  Área sometida a cortante calculada como  $A_c = \frac{A_T}{FF}$ ;

$A_T$   $\Delta$  Área transversal del elemento; y

$FF$   $\Delta$  Factor de forma tomado de 1.2 para secciones rectangulares.

A partir del principio de trabajo virtual tenemos:



$$\delta_f = \int_0^{h_w} \frac{M \cdot m}{EI} dh_w$$

$$\delta_c = \int_0^{h_w} \frac{V \cdot v}{GA_c} dh_w$$

Utilizando la Tabla IV.1 de Integración de Diagramas:

$$\delta_f = \int_0^{h_w} \frac{M \cdot m}{EI} dh_w = \frac{1}{EI} \left[ \frac{1}{3} h_w \cdot F \cdot h_w \cdot h_w \right]$$

$$= \frac{1}{EI} \left[ \frac{F \cdot h_w^3}{3} \right] = \frac{F \cdot h_w^3}{3EI}$$

$$\delta_c = \int_0^{h_w} \frac{V \cdot v}{GA_c} dh_w = \frac{1.2}{GA} [h_w \cdot F \cdot 1]$$

$$= \frac{1.2 \cdot h_w \cdot F}{GA}$$

por lo que:

$$\delta_T = F \left[ \frac{h_w^3}{3EI} + \frac{1.2 h_w}{GA} \right]$$

y de la expresión inicial se llega a:

$$K = \frac{F}{\delta} = \frac{1}{\frac{h_w^3}{3EI} + \frac{1.2 h_w}{AG}}$$

Para el caso de los muros rectangulares, la expresión anterior se puede simplificar a la siguiente, la cual depende de la relación  $\frac{h_w}{l_w}$ , el módulo de elasticidad  $E$  y el ancho del muro  $b_w$ .

$$K = \frac{E b_w}{4 \left[ \frac{h_w}{l_w} \right]^3 + 4 \left[ \frac{h_w}{l_w} \right]}$$

	$Lik$	$\frac{1}{2} Lik$	$\frac{1}{2} Li(k_1 + k_2)$
	$\frac{1}{2} Lik$	$\frac{1}{3} Lik$	$\frac{1}{6} Li(k_1 + 2k_2)$
	$\frac{1}{2} Lik$	$\frac{1}{6} Lik$	$\frac{1}{6} Li(2k_1 + k_2)$

Tabla IV.1. Tabla de Integración de Diagramas

En la Figura IV.12, se muestran los diferentes modelos matemáticos que se emplean en el análisis de muros. El primero representado en la Figura IV.12a, corresponde a muros que se conectan mediante vigas articuladas en sus extremos que transmiten la fuerza horizontal, pero no tienen resistencia a flexión.

Cuando los valores de acoplamiento son considerables, es importante modelar el muro teniendo en cuenta el aporte de las vigas. Para el caso de la Figura IV.12b, el modelo matemático debe involucrar segmentos rígidos en los extremos de las vigas y en el caso de la Figura IV.12c la modelación incluye segmentos rígidos tanto en los muros como en las vigas. Bajo estos parámetros, se pueden utilizar herramientas matriciales de cálculo computarizadas que involucren en la rigidez de los elementos las deformaciones por cortante y flexión.

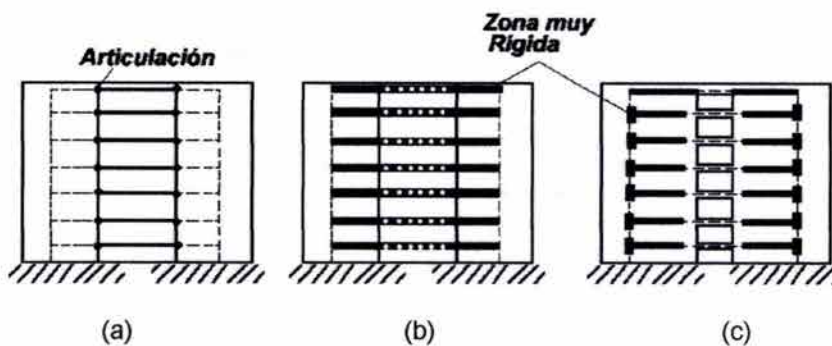


Figura IV.12

---

---

## IV.2. Comportamiento Estructural

Los muros estructurales conforman los principales elementos verticales, y sirven de colectores de las fuerzas inerciales horizontales en los sistemas duales y obviamente en aquellos construidos con muros como sistema estructural. Además, a menudo soportan directamente importantes cargas verticales. Se puede lograr buena ductilidad y tenacidad general en los muros estructurales con armado apropiado, siempre que su distribución sea lo suficientemente uniforme como para que no se concentren las fuerzas horizontales en unos pocos muros, mientras que otros desempeñen un papel de menor importancia. Cabe destacar que de nada sirve un muro estructural que no esté de tal manera conectado con los elementos horizontales que las fuerzas de inercia le sean apropiadamente transferidas. En otras palabras, si los colectores de fuerzas horizontales son deficientes, el muro resulta inútil y hay un grave peligro, porque se ha confiado en él como en un atractor de la mayoría de la fuerza de inercia horizontal.

Para el diseño debe tenerse en cuenta que pueden existir dos grandes categorías en los muros estructurales: aquellos sin aberturas, conformados por paredes macizas, o los que tienen aberturas, generalmente los más abundantes. Los de la primera categoría, sin aberturas, pueden diseñarse simplemente como elementos estructurales asimilables a vigas-columnas. No es lo mismo para aquellos con aberturas, sobre los cuales hay mayor incertidumbre y mayores dificultades en cuanto a la seguridad de un buen comportamiento. Algunos códigos para el diseño sísmo-resistente, dan generalmente las pautas para lograr un buen diseño.

Los muros con aberturas se presentan frecuentemente en construcciones que hacen uso extensivo de este sistema de estructuración; ventanas, puertas o ductos para diferentes servicios, obligan a hacer aberturas sustanciales en un muro estructural. Es frecuente que las aberturas tengan una distribución simétrica con respecto a un eje vertical. El buen comportamiento del muro se logrará si se garantiza que sus resistencias a cortante y flexión no sean reducidas radicalmente por las aberturas.

En la Figura IV.13 se muestran algunos muros con aberturas inconvenientes porque reducen la resistencia o la ductilidad, o porque reducen ambas características.

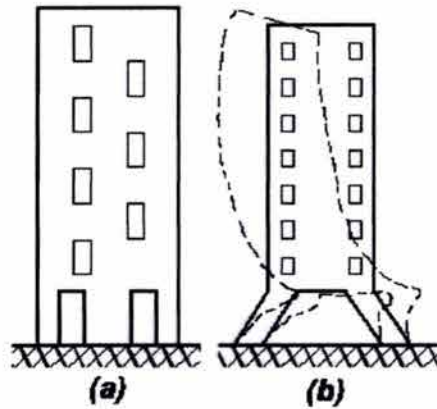
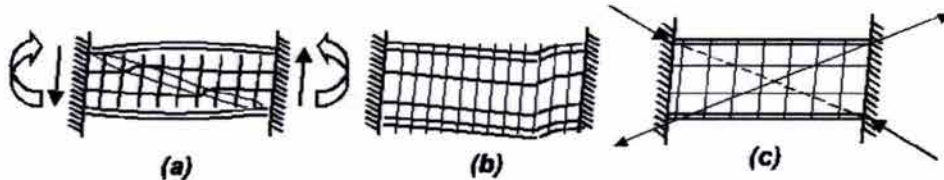


Figura IV.13. Muros Estructurales con aberturas; indicaciones sobre mala disposición de aberturas.

Un punto crítico en el diseño de los sistemas estructurales con muros, es la unión de dos muros mediante las traveses de liga, en las cuales se tiende a presentar una falla por tensión diagonal, tal como se aprecia en la parte (a) de la Figura IV.14. Si hay suficiente refuerzo frente a este efecto, pero todavía insuficiente resistencia local, la falla resulta por deslizamiento vertical de los extremos de la trabe de liga, efecto que se aprecia en la parte (b) de la figura, con resultados que anulan parcialmente la acción conjunta de los dos muros. Estudios experimentales muestran que el refuerzo a tensión diagonal tradicional combinado con armado en dirección diagonal de la trabe de liga, es la mejor solución al diseño de estas traveses.

El refuerzo diagonal debe penetrar una longitud igual a una vez y media la mínima de desarrollo dentro del muro y debe estar rodeado por espirales de refuerzo de pequeño diámetro para dar más garantía y se debe colocar siempre que el esfuerzo cortante local en un elemento de claro  $L$  y altura  $h$ , exceda el valor de

$\left(0.1 \frac{L}{h}\right) \sqrt{f'_c}$ , o valores especificados por los códigos de diseño locales.



- a) Modo de falla con refuerzo tradicional;
- b) Modo de falla por deslizamiento vertical cuando hay exceso de refuerzo transversal;
- c) Modo de falla con mayor ductilidad al emplear refuerzo en diagonal.

Figura IV.14. Fallas en las traveses de liga entre muros estructurales.



En general, el refuerzo de los muros debe ser conservador, teniendo en cuenta no sólo las fuerzas de corte que le llegan al muro, sino también su resistencia a la flexión, la cual intrínsecamente representa altas fuerzas cortantes, que a veces pueden no haber sido consideradas de manera explícita por el diseñador. Esta consideración confiere la ductilidad deseable en los muros estructurales. Este concepto vuelve a afectar a las cimentaciones porque poco gana un muro con tener una buena resistencia si su cimentación no la puede suministrar. En estos casos la interacción suelo-estructura puede representar una apreciable contribución a la respuesta total.

Una estructuración apropiada, al menos en la concepción y materialización del diseño, puede resultar totalmente falseada por la interacción dañina de los elementos no estructurales. Sin embargo, la acción de los elementos no estructurales no siempre es dañina. Es más, parece que durante sismos intensos, muchos edificios se han logrado sostener únicamente por la acción benéfica de los componentes no estructurales.

Los elementos no estructurales, tales como muros divisorios y fachadas pueden ser con base en ladrillo, muy empleado en algunos países latinoamericanos o con base en materiales especiales, generalmente de menor rigidez y más livianos, como los usados en Estados Unidos. La práctica latinoamericana tiene ventajas y desventajas. Las ventajas son que si los muros divisorios se distribuyen más o menos uniformemente a todo lo alto del edificio, conforman una segunda línea de defensa frente a las cargas sísmicas. Esto haría necesario que los muros estuviesen realmente unidos al sistema estructural, cosas que sólo se tienen a medias en las construcciones. La desventaja sería que si no existe la distribución sensiblemente uniforme mencionada, los elementos no estructurales pueden terminar concentrando grandes fuerzas en elementos estructurales no diseñados para esos niveles de fuerza, con la consecuente falla local, que puede iniciar un colapso.

En varios casos, los espacios libres dejados para el estacionamiento de vehículos en la parte baja del edificio, terminaban a la altura del segundo piso, para iniciar de allí hacia arriba una alta densidad de muros divisorios y fachadas. Este cambio brusco de rigidez ha sido anotado por las misiones de estudio de las consecuencias de sismos intensos en varios países. El cambio brusco de rigidez concentra los efectos de disipación de energía en esa zona, llegándose a demandas de ductilidad muy elevadas, con las consecuencias de alta posibilidad de falla. En la actualidad, la aplicación de las limitaciones de la distorsión del edificio implican mayores dimensiones para las columnas que las usuales antes de la vigencia de los códigos modernos, de tal manera que intrínsecamente se logra una menor susceptibilidad a esta posible falla.

---

---

De sismos anteriores, se ha observado que el piso inferior libre, perdía peligro a medida que el edificio era de mayor altura, debido a las mayores dimensiones de las columnas. La incidencia de las limitaciones de la distorsión en la susceptibilidad al daño grave en pisos bajos libres, es un campo de investigación poco explorado hasta la fecha.

De todas maneras, como los edificios siempre tendrán muros divisorios y fachadas, a menos que existan razones de peso para no hacerlo, se recomienda unir sólidamente los muros y las fachadas al sistema estructural. De haber algunos muros divisorios principales o de grandes dimensiones, convendría intentar un ligero refuerzo de estos con varillas horizontales de muy poco diámetro, y si fuera posible unas cuantas similares colocadas verticalmente. Aunque no se unan a los marcos, estos refuerzos muy livianos pueden proteger a los usuarios de la construcción durante sismos muy intensos que puedan destruir los muros.

Los sistemas a base de marcos son los más flexibles por su naturaleza; por lo tanto, éstos son los que mayores posibilidades de daño pueden tener durante un sismo intenso, en cuanto a los muros divisorios se refiere. Por ésta razón, el control de la deformación horizontal máxima como porcentaje de la altura, es proporcional a la distorsión del edificio y desempeña un papel de enorme importancia para que se garantice un buen comportamiento de los muros divisorios, siempre que la distorsión no sobrepase los límites permisibles. En la actualidad, un valor de deformación horizontal máxima del 1.5% de la altura, se considera aceptable para cargas sísmicas muy elevadas.

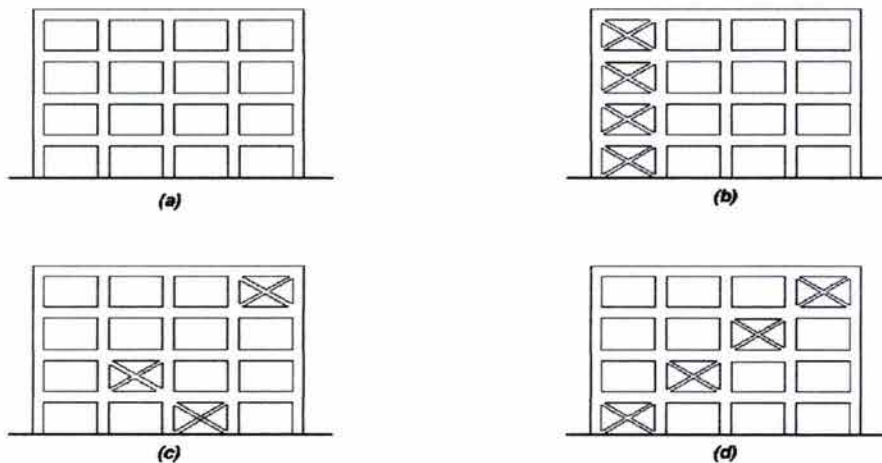
La selección del sistema estructural sismo-resistente, que garantice una apropiada estructuración frente a un sismo intenso puede ser algo dudoso para edificios con alturas de hasta diez pisos. Esto porque el sistema de marcos todavía desempeña un papel competitivo. Naturalmente, el número de ejes de columnas y su espaciamiento, resulta un factor de importancia primordial en este caso. Para alturas mayores, los requisitos de distorsión tienen tales repercusiones sobre las dimensiones de columnas y vigas que casi obligatoriamente se debe recurrir a sistemas duales o sistemas con base en muros estructurales.

La solución estructural óptima está dictada por consideraciones económicas y arquitectónicas y depende en gran parte de la sismicidad del lugar. Sin embargo, no debemos dejarnos llevar por la publicidad comercial que favorece a un material sobre otro, aunque se apoye en resultados de ensayos.

Una solución estructural que es óptima cuando se diseña sin tomar en cuenta los sismos no necesariamente es aceptable cuando se diseña para resistir movimientos intensos del terreno. Por ejemplo, las exigencias arquitectónicas pueden hacer que el ingeniero estructural prefiera los sistemas de piso planos, quizá losas

planas, cuando diseña un edificio alto para sismos modestos o decida ignorar este fenómeno. Si se diseña para resistir fuertes movimientos del terreno, tratará de convencer al arquitecto que hay que hacer concesiones; de otra manera proyectará una estructura muy flexible que requiera separaciones grandes con los elementos no estructurales y, por lo tanto, un tratamiento especial. Y si no se dejan las separaciones, es seguro que ocurrirán grietas frecuentes en los muros, y se necesitarán grandes separaciones con respecto a las colindancias. Las columnas tendrán secciones enormes en los primeros pisos, ya que sus puntos más bajos de inflexión pueden quedar a dos o tres pisos arriba del terreno; los efectos de las cargas verticales ampliarán mucho estas fuerzas laterales y se necesitará tomar medidas especiales en las ventanas, conexiones de las tuberías y así sucesivamente.

Una dependencia menos obvia de la solución óptima con respecto a las intensidades de diseño se refiere a la concentración de rigidez. Consideremos un marco como el que se muestra en la Figura IV.15a. Si el diseño no tiene en cuenta los sismos, rara vez habrá razón para suministrar diagonales como no sea para resistir presiones del viento y reducir la posibilidad de pandeo total.



- a) Cuando no se diseña por sismo o cuando se diseña para temblores muy intensos  
 b) Para sismos moderados  
 c) y d) Para sismos moderados y fuertes

**Figura IV.15.** Diferentes soluciones estructuradas para marcos con y sin contravientos.

---

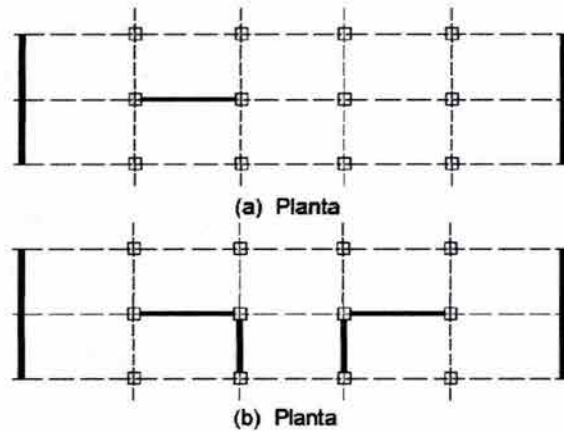
---

Si se diseña para temblores modestos, podemos usar un sistema de contravientos dispuestos en la Figura IV.15b y los requisitos arquitectónicos pueden dificultar otra disposición. Es cierto que el momento de volteo inducirá compresión axial en una de las columnas a los lados de los paneles que contienen contravientos e inducirán tensión en la otra columna. Pero la compresión será suficientemente pequeña, comparada con la inducida por las solas cargas gravitacionales para que su presencia no altere el diseño de la columna, y la tensión con seguridad no sobrepasará a la compresión producida por acción de la gravedad.

Si se diseña para intensidades sísmicas mayores, estas consideraciones no serán aplicables y se logrará una decidida ventaja al distribuir los contravientos como en la Figura IV.15c o como en la (d), haciendo que un gran número de columnas intervenga en resistir momentos de volteo y alargando así, a la vez, el brazo efectivo del momento resistente. Ambas medidas mejorarán las condiciones en la cimentación y aumentarán la rigidez de la estructura, quizá haciendo innecesario tomar medidas especiales para proteger los elementos no estructurales.

Los edificios diseñados para sismos todavía más intensos pueden llevarnos a la supresión total de contravientos, volviendo a la Figura IV.15a. Tal elección puede deberse a las limitaciones arquitectónicas que nos impidan adoptar una solución como las mostradas en la Figura IV.15c y (d), obligándonos a una solución semejante a la ahora muy inconveniente de la Figura IV.15b. Puede, asimismo, obedecer a la importancia de la ductilidad ante las nuevas condiciones de diseño y a lo torpes que resultarán los contravientos de grandes secciones y con detalles engorrosos.

Consideremos el edificio cuya planta se muestra en la Figura IV.16a. Si es pequeña la relación de altura a la menor dimensión de la base o la intensidad de diseño es baja, esta disposición de los muros estructurales puede ser deseable. Debemos, en este caso, tomar en cuenta las deformaciones de los sistemas de piso en sus propios planos y diseñar acordemente dichos sistemas y los marcos transversales centrales. En edificios esbeltos proyectados para resistir sismos intensos, esta disposición ya no será conveniente. La concentración de momentos de volteo en dos muros estructurales, causará dificultad considerable en el diseño de la cimentación y en el de las columnas de esquina al resistir tensiones y compresiones importantes. Una solución viable sería la mostrada en la Figura IV.16b, en que los muros estructurales se han distribuido a lo largo de toda la planta. Si para esta alternativa hubiera objeciones arquitectónicas o si el diseño tuviese que ser muy esbelto considerando intensidades muy elevadas, es probable que resultara ventajosa la omisión de los muros estructurales.



- a) Para sismos de intensidad media y edificios de poca altura  
 b) Para sismos intensos o edificios moderadamente altos

**Figura IV.16.** Dos disposiciones diferentes de los muros estructurales.

La conveniencia que tiene limitar las cargas verticales inducidas por momentos de volteo, en conjunto con las restricciones arquitectónicas en lo que toca a muros estructurales y contravientos, llevará a una disposición de los mismos distribuidos en diferentes crujías y distintos planos verticales de un entrepiso a otro. Las ventajas que tiene aumentar la rigidez lateral y reducir las fuerzas verticales es la de compensar los esfuerzos adicionales que aparecen en los sistemas de piso en su capacidad como diafragmas horizontales así como en su trabajo como parte de los sistemas de muros o de contraventeo.

La Figura IV.17 ilustra otro caso en que las intensidades de los sismos que se desea resistir influye en la elección de una solución estructural. Por ejemplo, consideremos que las limitaciones estructurales permiten la distribución de columnas que se muestra en la Figura IV.17a. Si no se diseña para grandes fuerzas laterales o si el edificio es relativamente bajo, la disposición más económica en un marco de concreto es probablemente la que se esquematiza en esta figura. Aquí aprovechamos la columna intermedia y hacemos la viga de peralte uniforme en toda su longitud. En edificios de altura intermedia e intensidades sísmicas intermedias, sea que se utilice un marco de acero o de concreto reforzado, es preferible adoptar un peralte variable de la viga (Figura IV.17b). Esto evita grandes concentraciones de momentos flexionantes y de fuerzas cortantes en los claros cortos y en los miembros contiguos a ellos. Y en el caso de edificios altos diseñados para grandes intensidades sísmicas, es aún mejor omitir las columnas que causan la disparidad de los claros (Figura IV.17c).

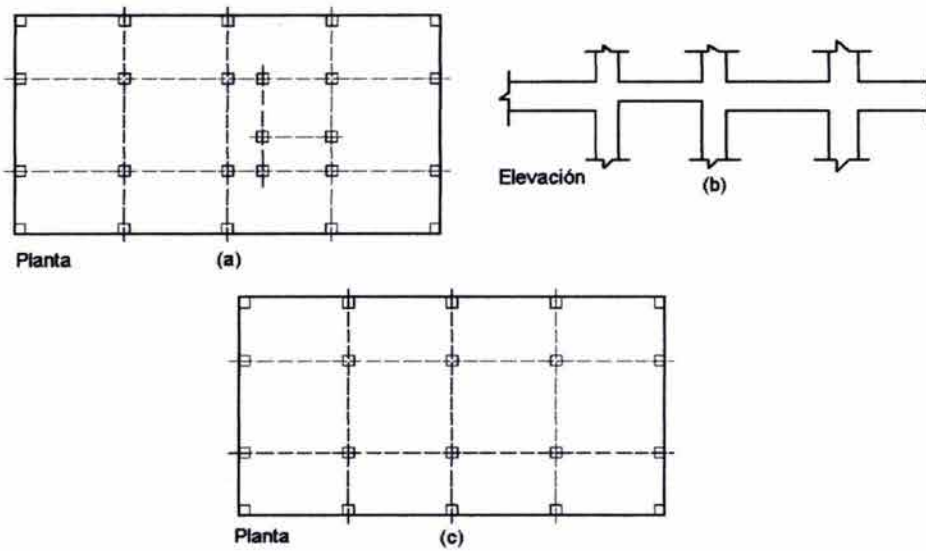


Figura IV.17. Diferentes soluciones estructurales para edificios con claros irregulares.

En la arquitectura moderna se emplean varios detalles estructurales para los que no se han encontrado criterios satisfactorios de diseño. Típico entre ellos es el uso de las conexiones excéntricas entre vigas y columnas (Figura IV.18), sea en concreto o en acero.

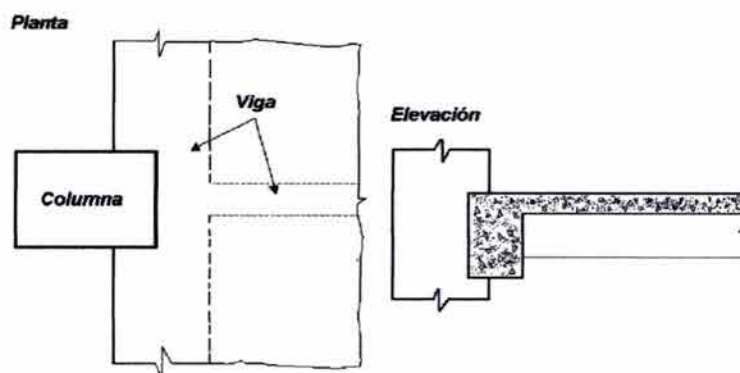


Figura IV.18. Conexiones excéntricas viga-columna.

Algunas soluciones estructurales en concreto reforzado parecen idealmente adaptadas para ciertos edificios, salvo que demandan ductilidades excesivamente elevadas en unos cuantos miembros estructurales. A veces sucede esto con la combinación de muros estructurales y marcos que pueden ser enteramente satisfactorios salvo por la demanda de ductilidad en las vigas que están directamente conectadas a los muros en su propio plano. La situación puede resolverse diseñando dichas vigas en concreto reforzado adecuadamente confinado mediante refuerzo lateral poco espaciado y acudiendo a detalles sumamente cuidadosos, o reemplazando estas vigas por miembros de acero. Si se elige el concreto confinado, puede justificarse ocultar las vigas, de manera que no sea visible su pérdida de recubrimiento en zonas de grandes deformaciones a raíz de un temblor intenso.

Evidentemente, los diafragmas horizontales deben diseñarse para resistir las fuerzas que, según un análisis racional, actúan en ellos, en forma compatible con las que actúan en los elementos verticales resistentes. Y, si se hace esto, con frecuencia se encuentra que es antieconómico dividir la planta en unidades de forma regular. La decisión deberá provenir de un estudio comparativo de alternativas de solución. Nuevamente se encontrará que la óptima depende de la intensidad de los sismos que se espera sean resistidos por el edificio sin que sufra daños severos.

En muchos reglamentos de construcción todavía encontramos comentarios cuyo origen y significado es difícil de entender, tal como el requisito de que la estructura se diseñe de manera que "trabaje como una unidad". Cabe suponer que de esta manera se pide que el diseño de diafragmas horizontales satisfaga la compatibilidad. Los reglamentos suelen especificar que los edificios de planta irregular tales como en forma de E, I, L y U, estén provistos de juntas de construcción, esencialmente juntas de dilatación, a manera de dividirlos en unidades rectangulares.

La Figura IV.19 representa una solución comúnmente usada en escuelas de uno y dos pisos. Cuando es remota la posibilidad de sismos, esta disposición puede ser conveniente debido a consideraciones de funcionamiento. Sin embargo, cuando la estructura ha de resistir movimientos intensos del terreno en la dirección longitudinal, la solución presenta serios inconvenientes. El menor de éstos radica en la torsión inducida por la diferencia en rigidez entre los ejes A y B, ya que los muros transversales suelen tener suficiente resistencia y rigidez para soportarla.

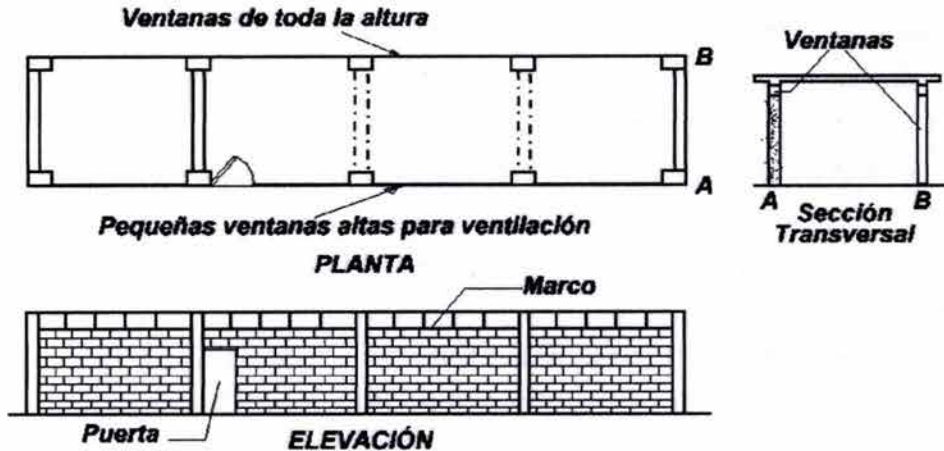


Figura IV.19. Edificio escolar típico.

Se presenta una situación semejante en los climas cálidos donde los muros centrales longitudinales están interrumpidos cerca de la losa superior para permitir ventilación cruzada (Figura IV.20).

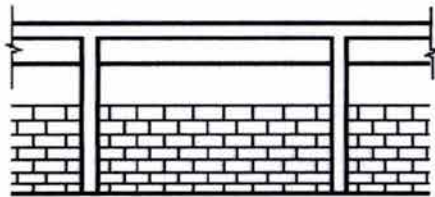


Figura IV.20. Interrupción de los muros divisorios para lograr ventilación en climas cálidos.

Estas situaciones suelen resultar de la creencia de que basta la suposición de que ciertos elementos estructurales (en estos ejemplos los muros bajos periféricos y centrales) no son estructurales para que no participen del efecto estructural durante un sismo. La misma mentira es responsable de la aparición de grietas diagonales en las esquinas de algunos marcos que encuadran muros de mampostería no reforzada.

El número de ejemplos podría extenderse indefinidamente para mostrar que las posturas dogmáticas son insostenibles en la elección de soluciones estructurales óptimas. Cuestiones tales como la sismicidad regional, las condiciones locales del suelo, la situación económica local y los requisitos arquitectónicos determinan la elección de soluciones que aparentemente son perjudiciales a la luz de un conjunto de circunstancias diferentes.



La experiencia sin prejuicios es valiosa para establecer órdenes de magnitud de términos tales como "alto", "esbelto" e "intenso" que se han usado con vaguedad, ya que estos órdenes cambian de lugar a lugar. Esta experiencia es también útil para señalar sitios particularmente vulnerables en algunas soluciones estructurales, que de otra manera se juzgarían como óptimos.

Ha existido un interés constante en las soluciones que puedan reducir drásticamente los esfuerzos sísmicos en la totalidad de la estructura. Los primeros intentos analíticos en este sentido recomendaban lo que se conoce como "Planta Baja Flexible". Se infería que un primer piso flexible alargaría de tal manera el período natural de vibración del edificio, que reduciría el cortante basal y, por tanto, todos los esfuerzos en la superestructura, a valores mucho menores de lo que es posible obtener con las soluciones estructurales más convencionales. Se producirían economías importantes. Con objeto de evitar una oscilación excesiva por viento y sismos moderados se utilizaría un "fusible", que podría consistir por ejemplo, en muros de bloque débil y frágil que fallarían ante un temblor intenso.

En muros de cortante, especialmente en zonas no afectadas por sismos, el requerimiento de resistencia para el acero a flexión no es grande. En tales muros ha sido práctica tradicional proporcionar aproximadamente 0.25% de refuerzo en ambas direcciones. Por tanto, en muros sujetos a pequeña flexión, se ha colocado 0.25% o un poco más de refuerzo uniformemente en todo el peralte. Es natural que en dicha disposición no se utilice con eficiencia el acero en el momento máximo debido a que muchas varillas operan con un brazo de palanca interno relativamente pequeño. Además, la curvatura máxima y por tanto la ductilidad de curvatura se reduce considerablemente cuando se usa de esta manera gran cantidad de acero a flexión. Es claro que la distribución de acero uniforme a través de la sección no sólo no es económica, sino altamente indeseable para mayores contenidos de acero, siempre que se desee absorción de energía en el intervalo inelástico.

En una sección eficiente de muro de cortante, sujeta a momentos considerables, el grueso del refuerzo a flexión se coloca próximo al borde a tensión. Debido a las inversiones de momento originadas bajo cargas laterales, normalmente se requieren cantidades iguales de refuerzo en ambos extremos. Por tanto, de ser necesario, se puede resistir una gran parte del momento flexionante mediante el "par de acero" interno, lo que produce mejores propiedades de ductilidad.

Debido a la gran área de la sección transversal, con frecuencia la carga axial de compresión en los muros de cortante es mucho menor que la que provocaría una condición de falla balanceada ( $p_b$ ). Como resultado de ello, por lo general se aumenta la capacidad de momentos por las fuerzas de gravedad en los muros de cortante. Sin embargo, se debe recordar que la compresión axial reduce la ductilidad.

Cuando es deseable aumentar la ductilidad de un muro de cortante en voladizo (normalmente en su base, donde los momentos de volteo y la compresión axial son máximos) se debe confinar el concreto en la zona a compresión. Se sugiere que el acero de confinamiento se suministre de la misma manera que en las columnas con estribos, y que se distribuya por lo menos por sobre la parte del peralte donde se requieran deformaciones del concreto superiores a 0.003 cuando se alcanza la ductilidad deseada. En todo caso, se deben suministrar estribos transversales alrededor de las varillas a flexión, que pueden estar sujetas a cedencia a compresión, al menos en la misma manera que en las columnas cargadas axialmente, para evitar el pandeo de esas varillas, lo que es especialmente importante en la región de una articulación plástica que se puede extender por la altura completa de un piso o más. En tal distancia, es improbable que los estribos nominales al espaciado máximo especificado por los códigos sean suficientes, cuando varios choques sísmicos pueden provocar cedencia en ambas extremidades de la sección del muro de cortante. Sólo los estribos espaciados estrechamente pueden retener el núcleo de concreto agrietado dentro de las varillas verticales a flexión en las extremidades de la sección e impedir el pandeo de las varillas longitudinales.

Se puede deducir la resistencia a flexión de un muro de cortante rectangular que contenga refuerzo vertical distribuido uniformemente y sujeto a carga axial. Sin embargo, se obtienen considerables simplificaciones si se desprecia la contribución del refuerzo en el núcleo elástico. Una aproximación conservadora es:

$$M_u = 0.5 A_s f_y I_w \left( 1 + \frac{N_u}{A_s f_y} \right) \left( 1 - \frac{c}{I_w} \right)$$

en que  $N_u$ , la carga axial, se toma positiva para compresión,  $A_s$  es el acero total distribuido uniformemente en el muro,  $f_y$  es la resistencia de fluencia del acero,  $I_w = 25 b$  es el peralte del muro y  $c$  es la profundidad del eje neutro.

Es necesario considerar la inestabilidad de los muros delgados de cortante. En forma conservadora, se pueden tratar las fibras extremas de la sección del muro como una columna aislada sujeta a compresión axial, únicamente, que puede pandearse alrededor del eje débil de la sección. De ser necesario se puede

aumentar la rigidez a flexión de la sección del muro en la dirección transversal mediante un retorno. Esto puede ser necesario en el primer entrepiso de un edificio, donde con frecuencia las acciones máximas ocurren sobre longitudes libres máximas.

Por otro lado, se puede evaluar la resistencia a cortante de muros altos de cortante de la misma manera que en vigas. Se puede dar un margen adecuado para la contribución de la compresión axial en incrementar la participación del mecanismo resistente a cortante del concreto, medido por el esfuerzo  $v_c$ , cortante nominal.

También se debe considerar el efecto adverso de las aceleraciones verticales inducidas por los sismos. En la base del muro, donde es posible la cedencia del acero a flexión en ambas caras, se debe despreciar la contribución del concreto a la resistencia a cortante, cuando el esfuerzo  $\frac{P_u}{A_g}$ , de compresión axial en el área

bruta del muro es menor que  $0.2 f'_c$ , ya que posiblemente se podría compensar esta pequeña compresión mediante aceleración vertical que provocara tensión.

En las juntas de construcción en las que se ha observado movimiento deslizante durante los sismos, con frecuencia se ha constatado que estos producen daños en los muros de cortante. Estos movimientos son comunes en muros bajos a cortante que transmiten pequeñas cargas de gravedad. Por tanto, es necesario asegurar que se suministre suficiente refuerzo vertical en el alma del muro de cortante para suprimir una falla deslizante a cortante.

No hay razón para esperar que los muros altos de cortante con patines (Figura IV.21), se comporten de manera distinta que los que tienen secciones transversales rectangulares. Cuando la fuerza axial es pequeña, podemos anticipar que también estos muros utilicen el "par de acero" interno en el intervalo inelástico, ya que el contenido de refuerzo en ambos patines normalmente es el mismo. Por tanto, se podrá disponer de suficiente ductilidad, si esta se requiere durante un sismo de magnitud catastrófica, con tal de que la restricción contra el pandeo del acero sea adecuada.

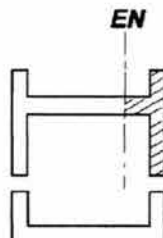


Figura IV.21

Cuando la compresión axial es significativa, todo un patín y parte del alma pueden estar en compresión. En tales casos parece aconsejable considerar que los patines son columnas con estribos cargadas axialmente. Es evidente la importancia de proporcionar suficiente refuerzo transversal alrededor del acero vertical principal en los patines.

Los patines incrementan considerablemente el momento de resistencia de muros altos en voladizo de cortante. Por tanto, la resistencia de la fuerza cortante en el alma puede ser más crítica que en los muros que tengan secciones transversales rectangulares. Se debe prestar atención especial a las juntas de construcción horizontal, que también pueden estar cargadas más severamente. En un muro de cortante bien diseñado, no se espera que el refuerzo a cortante ceda en ninguna etapa de la carga.

El comportamiento de muros de cortante cortos con patines, es todavía más complejo. Incluso una pequeña cantidad de refuerzo vertical en los patines anchos puede suministrar una capacidad a flexión asociada con una carga cortante excesiva en el alma.

Las secciones transversales de perfiles con patines, de ángulos o canales a menudo aparecen en muros de cortante, formando el núcleo de edificios de niveles múltiples. Estos se pueden sujetar a cargas axiales de intensidad variable, incluyendo tensión neta, junto con momentos flexionantes alrededor de uno o ambos ejes principales. Por razones prácticas las secciones transversales permanecen razonablemente constantes en toda la altura de la estructura. Es posible, y puede ser ventajoso, evaluar la relación de interacción entre la flexión y fuerza axial para esos muros de cortante en voladizo. Puede ser bastante tedioso y pesado obtener el refuerzo requerido para una interacción específica de carga, aunque es relativamente fácil determinar las combinaciones de carga posible para distribuciones dadas y cantidades de refuerzo. Entonces se pueden utilizar los resultados para asignar el refuerzo requerido a cualquier nivel de la estructura.

En determinados edificios de plantas múltiples, tales como edificios de departamentos, los muros de cortante transmiten la carga gravitacional al igual que la lateral de viento o sísmica. A continuación se ilustra en la Figura IV.22 una planta típica de los edificios mencionados.

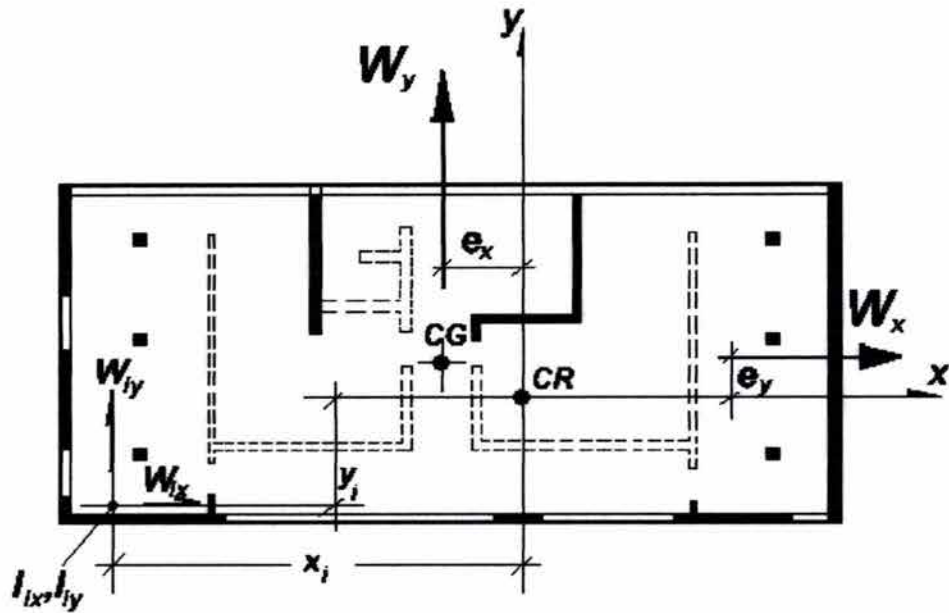


Figura IV.22

Se puede considerar que la losa del piso es muy flexible en comparación con la rigidez a flexión de los muros con respecto a su eje mayor; por tanto, la resistencia a flexión de la losa durante la carga lateral no necesita tomarse en cuenta en la mayoría de los casos. Las losas actúan como diafragmas horizontales, que se extienden de muro a muro y se espera que aseguren que no cambien las posiciones relativas de los muros entre sí durante el desplazamiento lateral de los pisos. La resistencia a flexión de los muros rectangulares con respecto a su eje débil también puede despreciarse en un análisis de carga lateral.

El análisis elástico de un conjunto de voladizos interconectados, modelados en la Figura IV.23, puede ser muy complejo, si se toman en cuenta las deformaciones a cortante y la torsión con alabeo limitado en las unidades de muros individuales. Sin embargo, con cierta simplificación, es fácil distribuir la carga lateral total entre los muros. Está aproximación supone que sólo ocurren deformaciones a flexión, lo que significa que el patrón de carga en la altura de cada muro es semejante.

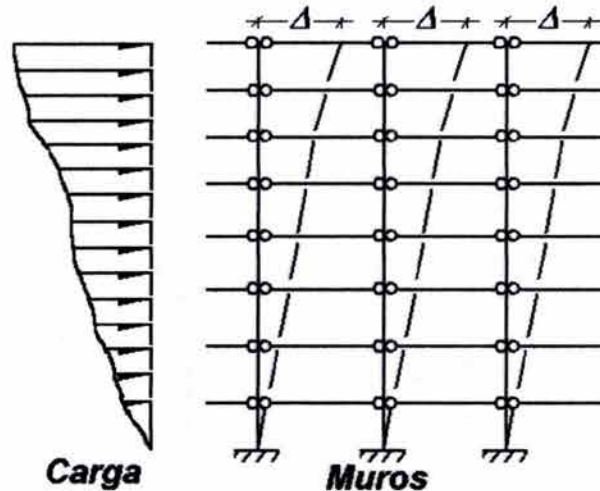


Figura IV.23

El enfoque anterior debe ser adecuado para un análisis de carga máxima, ya que representa un caso admisible estáticamente. Este análisis aproximado elástico puede asegurar que se obtenga la capacidad resistente máxima de todos los muros aproximadamente al mismo tiempo. Con los perfiles utilizados para los muros de cortante de los edificios altos de departamentos, no hay razón para esperar una deficiencia de ductilidad, en tanto no se permita que ocurran fallas secundarias prematuras (adherencia, cortante, inestabilidad, etc.).

Para los muros de cortante con una relación de altura-peralte inferior a tres ( $\frac{h_w}{l_w} < 3$ ), las deformaciones a cortante pueden ser suficientemente predominantes para considerarlas en los cálculos de rigidez o de flexión. Las distorsiones por cortante son más significativas en los muros con patines.

Al estimar las deflexiones de los muros sólidos de cortante para evaluar el período de vibración de la estructura, se pueden utilizar los principios de comportamiento elástico, pero se debería reducir el módulo  $E_c$  de Young y el módulo de rigidez  $G$  para tomar en cuenta la pérdida de rigidez provocada por el agrietamiento diagonal y a flexión.

ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA

La Figura IV.24 ilustra un muro en voladizo de cortante y un marco, los cuales transmiten la misma carga a determinada altura, lo que hace que el muro de cortante sufra distorsiones flexionantes y que tome una pendiente constante por arriba del nivel de carga. Las secciones originalmente horizontales de cada piso se inclinan. El marco experimenta desplazamiento de traslación y tiende a hacerse vertical por arriba del nivel de carga.

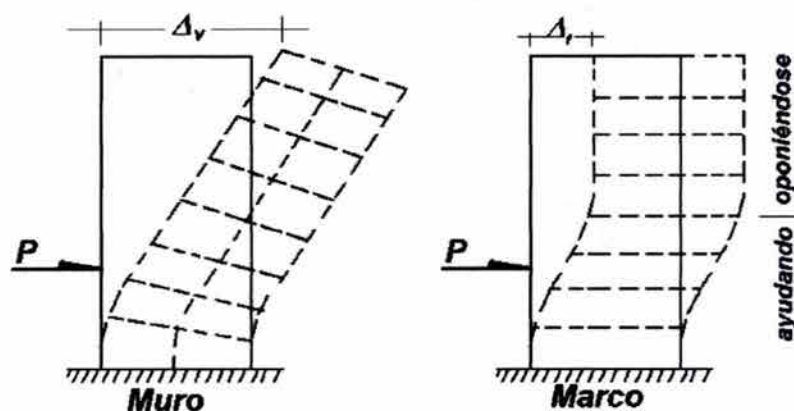
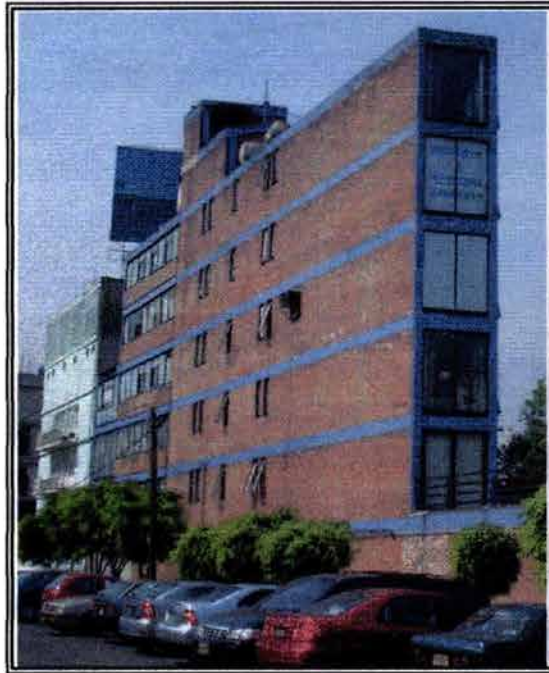


Figura IV.24

Cuando se desprecian los acortamientos de columnas, lo que está justificado para edificios de altura moderada, los pisos permanecen horizontales. Debido a la incompatibilidad de las deformaciones, un muro de cortante puede oponerse a un marco rígido en los pisos superiores. Sólo en los pisos inferiores las dos estructuras se asisten mutuamente para transmitir la carga externa.

### IV.3. Casos Prácticos

Algunas de las consecuencias que se presentan en distintas estructuras a base de muros de carga o de marcos que los utilicen para el control de los desplazamientos, se presentan por una distribución asimétrica en planta o son interrumpidos en algunos niveles, ya que se pueden provocar torsiones excesivas, como ocurre con frecuencia en edificios de esquina, cuando los muros de colindancia no estructurales colaboran a resistir los sismos o en edificios de departamentos que tienen una densidad importante de muros en niveles superiores que pueden colaborar a la resistencia y rigidez, pero que no existen en niveles inferiores por estar éstos destinados a comercios o estacionamientos. En este caso se propician pisos suaves, que son sumamente vulnerables pues las fuerzas sísmicas provocan grandes deformaciones en ellos, requiriéndose gran ductilidad que no es capaz de suministrar la estructura, provocándose colapsos parciales.

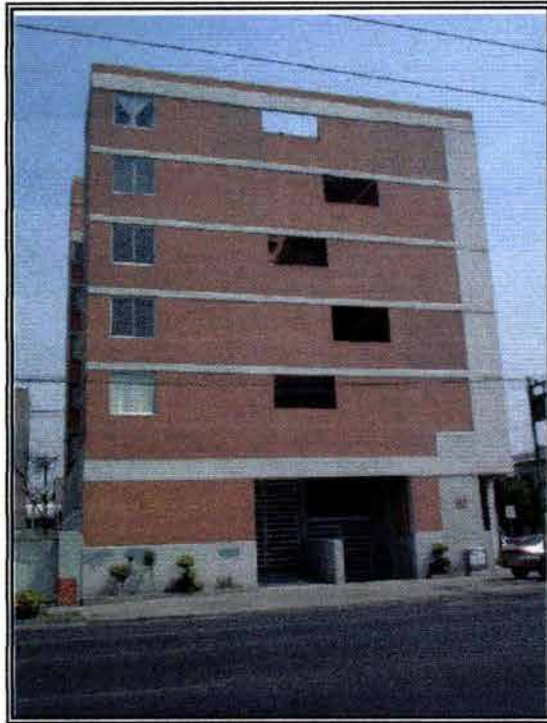


Edificio irregular en esquina (Vista posterior)  
Avenida Universidad



Edificio irregular en esquina (Vista frontal)  
Avenida Universidad





Edificio regular en esquina  
Eje 4 Sur Xola - Asturias



Edificio regular en esquina  
Eje 4 Sur Xola - Asturias

En temblores intensos, como el ocurrido el 19 de septiembre de 1985, que rebasó considerablemente las aceleraciones de diseño previstas por los Reglamentos de Construcciones de 1942, 1957, 1966 y 1976, las holguras entre muros no estructurales y estructura resultaron insuficientes, sobre todo en aquellos casos en que por coincidencia de los períodos de oscilación del suelo y de la estructura se llega a una condición de resonancia en que la respuesta de la estructura se amplifica de manera muy considerable. El comportamiento del edificio en estas condiciones resulta impredecible, pues la colaboración de los muros no estructurales puede ayudar a que la estructura tenga daños leves al absorber buena parte de las fuerzas sísmicas, por estar simétricamente colocados en la planta y uniformemente en elevación o bien puede provocar una respuesta mucho más desfavorable si están colocados asimétricamente o de manera no uniforme en elevación, pudiendo presentarse daños graves, colapsos parciales y totales, aún en edificios bien calculados y construidos.

Muchas personas se asombraron al ver que estructuras que creían débiles no sufrieron daño alguno, mientras que edificios que se consideraban seguros y habían soportado otros temblores importantes sin problemas, fueron seriamente dañados en esta ocasión. Debe reconocerse que los sismos constituyen un problema eminentemente dinámico y que la mayor o menor respuesta que presente un edificio depende de las características dinámicas del edificio. Algunas estructuras tuvieron una respuesta muy baja, que provocó efectos internos inferiores a su resistencia mientras que otras tuvieron una respuesta excesiva que les produjo el colapso total o daños muy graves.

En cualquier caso, es recomendable que los muros no estructurales se construyan con materiales relativamente débiles, para que en caso de que traten de colaborar a la resistencia y rigidez, su participación no sea importante y no se alteren mucho las hipótesis de cálculo. No es recomendable el empleo de muros divisorios de mampostería de tabique, pues su resistencia y sobre todo su rigidez pueden alterar de manera muy importante las hipótesis de cálculo. En la determinación de las propiedades dinámicas de los distintos sistemas estructurales, existen serias incertidumbres en cuanto a la formulación de los modelos matemáticos más adecuados y en cuanto a los parámetros elásticos y geométricos que deben emplearse.

En general los edificios son tridimensionales; sin embargo, es muy común el empleo de modelos matemáticos bidimensionales que consumen mucho menor esfuerzo o tiempo de computación en su solución numérica. Es poco frecuente también el considerar la interacción entre suelo-cimentación-estructura al formular el modelo matemático, pues aún se sabe poco sobre esto a nivel práctico. Por otro lado, los parámetros de los que dependen las propiedades de la estructura, como el módulo de elasticidad de los

materiales o las áreas y momentos de inercia de las secciones, son difíciles de valorar, pues suele haber grandes dispersiones en sus valores o variar éstos de manera importante al sufrir agrietamientos o al salirse la estructura del intervalo de comportamiento elástico.

Debido a lo anterior, y a la contribución a la rigidez de algunos elementos que se consideran no estructurales en el análisis, la valuación de los períodos de vibración y de las formas modales es sumamente incierta, por lo que resulta casi imposible prevenir la condición de resonancia en algunos casos.

Desde el punto de vista general, la mayor parte de los daños ocasionados por el temblor del 19 de septiembre de 1985, se concentraron en edificios de mediana altura (6 a 15 niveles) ubicados en la zona de terreno blando de la ciudad, que en total ocupa unos  $1100 \text{ km}^2$ . Hubo un muestrario completo con todo tipo de daños: en elementos estructurales, y no estructurales, con falla en columnas, muros, losas planas, aligeradas, etc. El número de fallas en columnas y en muros fue superior al previsto, ya que en general se consideraba que los reglamentos se orientaban hacia estructuras con columnas fuertes y vigas o losas aligeradas débiles, que tienen un comportamiento más dúctil, disipando de forma más adecuada la energía que el sismo le transmite a las estructuras. Fue evidente que en muchos casos no se logró este tipo de comportamiento, ya sea por un sobre-refuerzo de las trabes o losas, o por la colaboración inadecuada de elementos no estructurales que modificaron la concepción original de la estructura.

También se presentó un gran número de edificios ubicados en esquina con daños importantes, probablemente debido a la colaboración de muros de colindancia que se habían considerado no estructurales; así mismo, muchos edificios tuvieron colapsos parciales provocados por la existencia de "pisos suaves" en los que no había muros, mientras que en otros niveles los muros no estructurales contribuyeron a la rigidez. Los edificios con plantas irregulares tuvieron en general mal comportamiento provocado por las torsiones debidas a excentricidades importantes.

Una de las prácticas actuales en el Diseño y Construcción de edificios de múltiples niveles, consiste en combinar los elementos estructurales a fin de lograr cumplir con los requerimientos de desplazamientos, ya sean verticales (flecha en trabes y losas) u horizontales entre otros, así como de lograr transmitir a la cimentación por la vía más fácil las cargas que se derivan del uso que tendrá el edificio evitando concentrar los esfuerzos en pocos elementos. Esta combinación de elementos involucra columnas, trabes, muros estructurales y una valoración de elementos no estructurales que pudieran participar del comportamiento del edificio ante las solicitaciones sísmicas principalmente.

---

---

La incertidumbre ante la ocurrencia de sismos, han llevado indirectamente al Ingeniero Estructurista a proponer esquemas que pudieran parecer muy complejos ante los ojos del arquitecto pero logrando las concesiones suficientes para llegar a una estructura idónea tanto estructural como estéticamente. En este caso, los muros han sido aprovechados de múltiples maneras, tanto los de fachada como los divisorios pero sin dejar de ser elementos estructurales. Una de las recomendaciones acerca de los muros de carga, consiste en que éstos se desplanten desde la Planta Baja, y al mismo tiempo que sean ligados a la cimentación del edificio en cuestión para el caso en que sean elaborados de concreto reforzado. Por otra parte, cuando se trata de muros de carga de mampostería se debe cuidar que los elementos de borde proporcionen un confinamiento adecuado del muro para cumplir con las hipótesis de diseño consideradas durante el proceso de análisis. Sin embargo, debido a la situación que se vive en el país, se han llegado a proponer diseños que sean eficientes pero en un punto límite, esto porque se trata de llegar a diseños lo menos costosos posible.

Desde un punto de vista no técnico, la gente tiene mayor confianza en los elementos estructurales de grandes dimensiones sin tener un conocimiento acerca del diseño y construcción de los mismos. Por esta razón, los edificios con muros de concreto reforzado desplantados desde la cimentación y cubriendo dos o más niveles arriba de la Planta Baja, brindan mayor confianza a los usuarios de la edificación y al Ingeniero Estructurista pues la estructura está siendo diseñada para niveles importantes de fuerzas laterales o sobrediseñados a fin de participar a la estructura de mayor capacidad para acontecimientos sísmicos sin precedentes.



Unidad Habitacional  
Eje 4 Sur - Xola y Clazada de Tlalpan

En algunos casos, las estructuras anteriores han sufrido la incidencia de eventos sísmicos anteriores al del sismo del 19 de septiembre de 1985, trabajando la estructura de una manera satisfactoria, de donde cabe destacar que no sólo se diseña para cumplir con determinados Códigos de diseño sino que el sentido común, la experiencia, condiciones del suelo, participación de elementos estructurales y no estructurales, etc., también forman parte fundamental para que se llegue a una estructuración con comportamiento adecuado.

En la práctica profesional del diseño de estructuras a base de muros de carga de mampostería en lugares como la Cd. de México, es común que no sea suficiente la resistencia de la mampostería para soportar las cargas sísmicas de diseño y se tenga que recurrir a muros de concreto combinados con muros de mampostería.

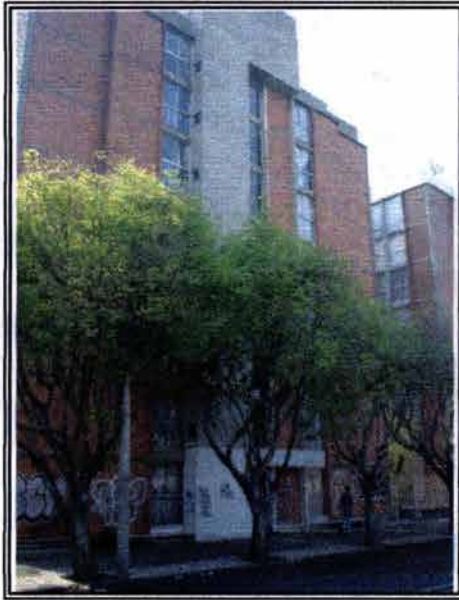
Los muros de concreto debido a su elevada rigidez comparada con los de mampostería, concentran en forma importante las fuerzas sísmicas y tienen el inconveniente de que en algunos casos generan desequilibrios en la rigidez global de la estructura y por otro lado normalmente su resistencia no se aprovecha en su totalidad ya que los esfuerzos cortantes resistentes de los muros de concreto armado sobrepasan varias veces los esfuerzos resistentes de la mampostería. Por esta razón, la mampostería rellena puede ser una alternativa real para reducir el uso de los muros de concreto en estructuras de mampostería.

La mampostería rellena es una alternativa para incrementar la resistencia de los muros de mampostería y reducir el uso de los muros de concreto en estructuras de mampostería localizadas en zonas sísmicas.

En México con las piezas de mampostería existentes comercialmente solo es posible diseñar los muros de mampostería tomando en cuenta el incremento en el esfuerzo cortante de diseño  $v^*$  que se logra al formar secciones continuas de mortero a lo largo de los huecos de las piezas, efecto similar al que se produce en los ladrillos multiperforados (Piezas de cerámica), ya que la fabricación nacional de unidades de mampostería de concreto sólo se limita a piezas estándar de doble hueco.

La necesidad de diseñar edificios para vivienda económica en la Ciudad de México ha motivado el estudio de la mampostería rellena para en lo posible evitar el uso de los muros de concreto e incrementar la resistencia de las estructuras de mampostería ante cargas sísmicas.

Para el caso de la combinación de materiales en la construcción de muros de carga de mampostería, se sugiere a las generaciones posteriores el desarrollo de una trabajo similar al presente abarcando el tópico mencionado.



Muro de Concreto Reforzado desplantado desde la Cimentación  
Avenida Universidad



Muro de Concreto Reforzado desplantado desde la Cimentación  
Avenida Universidad



Muros de Concreto Reforzado desplantados desde la cimentación abarcando cuatro niveles  
Eje Central Lázaro Cárdenas - Eje 4 Sur Xola



Muros de Concreto Reforzado desplantados desde la cimentación abarcando cuatro niveles  
Eje Central Lázaro Cárdenas - Eje 4 Sur Xola

# Capítulo V

# EDIFICIOS

# CON PLANTA BAJA

# DÉBIL

## V.1. Características Generales

No importa que tan preciso pueda ser un análisis estructural en que supuestamente se hayan considerado múltiples variables de diseño si no se toma en cuenta otra rama de la Ingeniería Civil como lo es la Mecánica de Suelos en lo que respecta a la Geotecnia y a la selección de la Cimentación adecuada.

Dadas las características del subsuelo del Valle de México, con una gran heterogeneidad tanto en su composición como en sus propiedades fisicomecánicas, las que, sumadas a considerables sollicitaciones dinámicas de alta intensidad y frecuencia, hacen de esta región un lugar con una gran problemática de cimentación.



Si bien es cierto que el problema de la cimentación cae principalmente en los diseñadores estructurales y analistas de mecánica de suelos, también es indispensable que la ejecución de los trabajos de cimentación sean adecuadamente realizados con personal y equipos idóneos y garantizar así la seguridad de la edificación.

La variabilidad de las condiciones del subsuelo y la gran diversidad de estructuras que en él se construyen, hacen necesaria la adopción de una amplia gama de tipos y sistemas de cimentación. En el Valle de México los tipos de cimentación más usuales son los siguientes:

- a) Superficial
  - i) Cimientos en cepa
  - ii) Zapatas: Corridas, Aisladas
  - iii) Losas de cimentación
  - iv) Por compensación: Zapatas, cajón.
  
- b) Profunda
  - i) Pilas
  - ii) Pilotes
  - iii) Cilindros
  
- c) Mixta
  - i) Compensación parcial y pilotes o pilas

La tendencia cada día mayor a construir edificios altos o pesados, ha conducido al uso cada vez más frecuente de las cimentaciones profundas.

Este tipo de trabajo requiere de una alta especialización técnica y del empleo de equipos sofisticados, con el propósito de preservar las propiedades naturales del subsuelo y respetar las premisas de diseño.

A posteriori de este procedimiento de evaluación-selección de la cimentación idónea, se presenta una gama de sistemas estructurales para llevar a cabo la edificación. Los sistemas estructurales más comunes en la ciudad pueden clasificarse en alguno de los tipos siguientes:

Tipo 1. Estructuras a base de muros de carga de mampostería de piedra, adobe o tabique recocido, de gran espesor, con sistema de piso y techo a base de vigas de madera o acero y bóveda catalana de ladrillos o tablonos de madera o con arcos y bóveda de piedra.

Tipo 2. Estructuras con muros de carga de mampostería de tabique recocido o bloques huecos de concreto, reforzada con elementos perimetrales de concreto armado y con sistemas de piso o techo de concreto reforzado, colados en sitio o prefabricados.

Tipo 3. Estructuras de tipo esquelético, a base de marcos rígidos formados por columnas y trabes de concreto reforzado o de acero estructural con sistemas de piso de concreto reforzado constituido por losas macizas de 10 a 15 cm de espesor, perimetralmente apoyadas en las trabes de los marcos o reforzadas con trabes secundarias intermedias, usualmente coladas en sitio. Los muros de colindancia y divisorios son "no estructurales".

Tipo 4. Estructuras de tipo esquelético, con columnas de concreto reforzado o acero estructural y sistemas de piso a base de losas de espesor constante, usualmente entre 25 y 45 cm, aligeradas en ciertas zonas para definir nervaduras y ábacos o capiteles, que forman marcos "equivalentes" con las columnas, siendo también los muros de colindancia y divisorios "no estructurales".

Tipo 5 y 6. Estructuras similares a los tipos 3 y 4 en las que, además de los marcos rígidos, se emplean elementos de contraventeo constituido por diagonales de concreto o acero en algunas crujeas o por muros de rigidez de mampostería de tabique o de concreto reforzado.

Varios tipos de esquemas arquitectónicos y estructurales conducen a la formación de los llamados Pisos o Plantas débiles, es decir, pisos que son más vulnerables al daño sísmico que los restantes, debido a que tienen menor rigidez, menor resistencia o ambas cosas. Los esquemas usuales son:

- i) Mayor altura del piso;
- ii) Interrupción de elementos estructurales verticales en el piso;
- iii) Construcción sobre terrenos inclinados.

---

---

El primer caso se da frecuentemente por la búsqueda de volúmenes mayores en ciertos niveles de la construcción, generalmente por razones técnicas (exigencias de equipos, distribuciones en planta) o simbólicas (imagen del edificio en los niveles de acceso, por ejemplo). Esto conduce a que en los pisos en cuestión se presente un debilitamiento de la rigidez, debido a la mayor altura de los elementos verticales, y de la resistencia, debido a una reducción de la misma a cortante por flexión de las columnas y a la mayor importancia de los efectos de segundo orden o de estabilidad.

La interrupción de elementos verticales de la estructura ha probado ser la causa de múltiples colapsos parciales o totales en edificios sometidos a terremotos. La razón estriba en que el piso en el cual se interrumpen los elementos (principalmente los verticales) son de mayor flexibilidad que los restantes, con lo cual se aumenta el problema de estabilidad, pero además y principalmente, porque origina un cambio brusco de rigidez que ocasiona una mayor acumulación de energía en el piso más débil. Los casos más usuales de tal interrupción, que ocurre generalmente por razones espaciales, formales o simbólicas, son los siguientes:

- i) Interrupción de las columnas;
- ii) Interrupción de muros estructurales (muros de corte); y/o
- iii) Interrupción de muros divisorios, concebidos erróneamente como no estructurales, alineados con marcos.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias por Sismo (NTCS-95), para que una estructura presente irregularidad por piso suave, la rigidez al corte del entrepiso superior debe ser 100% mayor a la del entrepiso inferior, es decir, para que se presente un primer piso suave, la rigidez al corte del segundo entrepiso debe ser por lo menos dos veces la rigidez al corte del primer entrepiso ( $K_2 \geq 2 K_1$ ).

La definición de rigidez de entrepiso al corte es crucial para evaluar la condición de irregularidad por piso suave; sin embargo, su cálculo puede variar sustancialmente dependiendo del procedimiento que se utilice.

La definición de esta condición de irregularidad pudiera considerarse completa y tal vez por ello no se presenta ni se ilustra en las NTCS-95 ni en los comentarios realizados a las mismas por Rosenblueth y Gómez en 1991, de cómo determinar esta condición de irregularidad y qué procedimiento debe utilizarse para definir la rigidez al corte de cada entrepiso conforme a estas normas.

---

---

Vale la pena reflexionar sobre si la condición de irregularidad en rigidez (piso suave) en una estructura debe definirse atendiendo a una reducción significativa de la rigidez global de entrepiso de todos los marcos que participan en la respuesta en una dirección dada, tal como se expresa actualmente en las NTCS-95, o si bien, debe definirse como una reducción significativa de la rigidez de entrepiso de alguno de los marcos que participan en la respuesta estructural en una dirección dada, o en su defecto, si se tendría que definir otro tipo de irregularidades como por ejemplo en resistencia que tuvieran implícitas las mencionadas anteriormente.

Actualmente, la disposición 10 de regularidad del apartado 6 de las Normas Técnicas Complementarias por Sismo del Reglamento del Distrito Federal (NTCS-2004), cuyo incumplimiento define la condición de piso suave, establece lo siguiente:

"La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito."

De acuerdo con la sección 6.2 de las NTCS-2004 (por aprobarse), el no cumplimiento de esta condición definiría a la estructura como irregular, y si no cumple exclusivamente con esta condición, en la sección 6.4 de las mismas normas se establece que entonces el factor de reducción  $Q'$ , definido en la sección 4.1 de las NTCS-2004 se multiplicará por 0.9 y por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, incluyendo el requisito 10.

Además, en la sección 6.3 de las mismas, se establece que una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- i) La excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$  excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada;
- ii) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

Como puede observarse, las NTCS-2004 consideran que el no cumplimiento de la antigua condición de regularidad (10) de las NTCS-95 constituye una de las irregularidades más severas y vulnerables y por ello proponen ahora una reducción mayor en  $Q'$ , y además establecen una nueva definición de la condición de regularidad (10) y (11) en función de un porcentaje menor del contraste de la rigidez de entrepisos contiguos.

---

---

Es difícil juzgar, a priori, si el criterio estipulado en las NTCS-95 y en las NTCS-2004 es razonablemente seguro, ya que todos los estudios previos que se han realizado para definir la condición de piso suave se han basado en modelos de marcos de cortante o de flexión con una o dos crujías a lo sumo, por lo que realmente no se ha evaluado analíticamente que sea necesario que se reduzca notablemente la rigidez promedio de todos los marcos en un entrepiso para que se observe un incremento notable en las demandas de ductilidad, ni tampoco se ha evaluado que para que el incremento en la demanda de ductilidad se presente basta con que se reduzca notablemente la rigidez de entrepiso de uno de sus marcos.

Durante el sismo del 19 de septiembre en las costas de Michoacán en 1985, aproximadamente el ocho por ciento (8%) de los edificios dañados en el área de la Ciudad de México, se caracterizaron por un primer piso mucho más débil que los superiores. Existen muchos casos conocidos de bajo comportamiento sísmico de edificios con un primer piso bajo débil. Estas construcciones fueron principalmente departamentos de concreto reforzado con espacio para estacionamientos en los pisos bajos. Aunque es reconocido que estas fallas podrían haber resultado de la combinación de otros efectos intensos tales como torsión, concentraciones de masa en pisos superiores y/o efectos  $P-\Delta$ , además de que se ha estudiado la posible influencia de la discontinuidad de resistencia en las demandas de ductilidad en los pisos más débiles. Las demandas de ductilidad son, en general, más altas para las estructuras donde los efectos  $P-\Delta$  son considerados que cuando son despreciados.

Se pudo observar también, que los muros distribuidos en las plantas superiores fueron débiles en algunos casos (destruidos) y dúctiles en otros (visiblemente dañados). Es sabido que la capacidad de absorción de muros dúctiles, juega un papel muy importante en las demandas de ductilidad por desplazamiento en el primer piso (S.E.Ruiz 1989).

En sismos pasados, ha habido algunos ejemplos de buen comportamiento de edificios que contienen muros de cortante. Sin embargo, este comportamiento no ha sido tan bueno cuando los muros de cortante no son continuos a lo largo de la altura de los edificios. Con frecuencia, estos muros son interrumpidos por debajo del primer piso, dando así lugar a un sistema donde el piso más bajo es más suave y débil que los superiores. Bajo las acciones de sismos intensos, el piso bajo débil, tendría que disipar una gran parte de la energía por medio de un comportamiento no lineal.

La idea de un primer piso débil ha sido formalmente propuesta como un medio para reducir la respuesta sísmica de edificios debido a que su acción es parecida a la de una base disipadora de energía. De esta manera, la transmisión de las fuerzas cortantes hacia los pisos superiores sería restringida, por lo que se necesitaría diseñarlos sólo para los requerimientos de carga por viento (en lo que toca a fuerzas horizontales).

Las grandes incertidumbres ligadas a los modelos usados para predecir la respuesta dinámica no lineal de las estructuras, vuelven el proceso muy complejo para resolverse por métodos convencionales de análisis estructural usados en la práctica del diseño, con el correspondiente peligro que conllevan los efectos desfavorables que se podrían esperar al no ser considerados.

Uno de los problemas generales fue la flexibilidad relativamente alta de las construcciones causada por las esbeltas proporciones de las vigas, longitudes de claros y, algunas veces, dimensiones de las columnas. El hecho de que en muchas estructuras se encontraran reducciones progresivas en las dimensiones de las columnas con la altura a partir de su base, da la impresión de que los diseñadores, quizá sin dejar de cumplir con los requisitos del Reglamento de Construcciones, hicieron todo lo que pudieron para economizar.

Otra causa aparentemente frecuente de derrumbe fue el hecho de que el primer piso de los edificios era más flexible que los pisos superiores, dada la necesidad de adaptarlo como estacionamiento o como local comercial entre otros.

La distribución irregular de elementos "no estructurales" en elevación, en edificios de departamentos o de oficinas, con plantas inferiores libres para estacionamientos o comercios, provocó varios casos de colapso parcial. Asimismo, variaciones en el tamaño de las plantas en elevación, debido a escalonamientos, lo que conduce a cambios bruscos de masa y rigidez, provocaron colapsos parciales en varios casos; este problema fue también observado en edificios que no tenían escalonamiento, pero en los que, debido a que estaban pegados a vecinos de menor altura en ambas colindancias, se propició un cambio brusco de rigidez, al recargarse el edificio alto en los bajos, en los niveles inferiores, sobresaliendo los superiores, que tuvieron serios daños.

Los efectos del temblor ponen dramáticamente de relieve hechos que se conocían cualitativamente o se podían cuantificar de manera gruesa, como son la naturaleza de los movimientos del mismo en función de las características locales del terreno que se tuvieron en cuenta mediante análisis aproximados, lineales y unidimensionales; la vulnerabilidad de edificios cuyo período fundamental de vibración, alargado por comportamiento no lineal, coincide con el dominante del terreno en la zona de máxima violencia; la distorsión debida a excentricidad no sólo de masa o rigidez sino también de resistencia; la vulnerabilidad de edificios con planta baja débil; la gran deformabilidad de ciertas estructuraciones; la intensidad de choques entre estructuras contiguas por deformabilidad de las estructuras y el suelo; la acentuación de fenómenos de chicoteo por interacción suelo-estructura; el deterioro de rigidez y resistencia del concreto,

la mampostería y arcilla ante un gran número de ciclos de carga alternante, especialmente en ciertos modos de falla y principalmente en concretos fabricados con agregados deficientes, y lo poco efectivo de la ductilidad ante movimientos prolongados y muy regulares. Poco se había asimilado este conocimiento y en parte se había olvidado.

Es evidente que tenemos que aceptar vivir con la conciencia de que hemos de enfrentarnos cotidianamente al problema sísmico, no sólo en la Ciudad de México sino en gran parte del territorio nacional.

Los sismos importantes no son un fenómeno aislado, en general van precedidos por estremecimientos precursores o premonitorios, hasta llegar al paroxismo, seguido de réplicas de energía decreciente exponencialmente y cada vez más espaciadas.

Las características dinámicas de las estructuras no son fáciles de estimar correctamente, debido a las incertidumbres existentes en la determinación de las propiedades elasto-geométricas de los elementos que forman la estructura, a la variación de las propiedades al presentarse comportamiento inelástico, así como a incertidumbres en cuanto a la colaboración de la resistencia y de la rigidez de elementos no estructurales, que suelen participar en la respuesta sísmica debido a que es difícil desligarlos adecuadamente de la estructura; también es poco frecuente incluir la participación de la cimentación y del suelo circundante en la determinación de las propiedades dinámicas de un edificio.

Para las estructuras más comunes, que son construcciones de muros de mampostería de uno a tres niveles, existen métodos estáticos simplificados, que pueden emplearse si se cumple con una serie de requisitos; con estos métodos sólo se necesita revisar si la capacidad resistente de la mampostería a fuerza cortante es suficiente, sin tener que calcular desplazamientos laterales, momentos de volteo y efectos torsionales.

Finalmente, no basta un análisis computarizado muy detallado (ya sea estático o dinámico) con los mejores programas disponibles para obtener buenas estructuras, sino que se requiere un criterio y experiencia en el momento de detallar procedimientos, de supervisar y ejecutar, además, el que diseña la estructura debe también supervisarla. La labor del ingeniero estructurista no termina en el cálculo, es también su responsabilidad que se cumpla y se ejecute lo que él diseñó, tal y como lo planeó.

---

---

## V.2. Comportamiento Estructural

Es de gran importancia determinar bajo qué condiciones un primer piso flexible puede proteger a los pisos superiores de manera adecuada ante la ocurrencia de un evento sísmico de magnitud significativa. Los parámetros básicos considerados en el primer piso flexible son el nivel de fuerza producido y esencialmente un mecanismo perfectamente elástico flexible en el primer piso para proporcionar protección adecuada a la superestructura. Por otra parte, la capacidad de desplazamiento lateral requerida para el mecanismo del primer piso débil debe ser muy grande.

Las cargas sísmicas son únicas entre los tipos de fuerza a los que una edificación podría estar sujeta y la magnitud de éstas depende directamente de las propiedades elásticas del edificio. Así, el Ingeniero Estructuralista puede ejercer un considerable grado de control sobre estas fuerzas durante el diseño de la estructura del edificio, pero respetando su magnitud y distribución. La característica esencial de las fuerzas sísmicas, por supuesto, es que una carga externa es aplicada directamente a la estructura sólo a través de su base. Las fuerzas desarrolladas sobre los niveles superiores son sólo una consecuencia de las aceleraciones locales resultado de los movimientos sísmicos introducidos en la base.

Debido a que las fuerzas que actúan en el edificio dependen de las aceleraciones del suelo, es evidente que su magnitud puede estar limitada si los movimientos transmitidos a través del edificio por sus desplazamientos en la base pueden ser controlados, por lo que el concepto de un mecanismo que aislara los pisos superiores de un edificio de los efectos de un sismo han atraído el interés de los Diseñadores Estructurales por muchas décadas. El último paso en esta dirección sería colocar el edificio sobre un sistema de aisladores móviles (base disipadora) para que ninguna fuerza horizontal pueda ser transmitida a la estructura cuando el suelo de apoyo se mueva. Algunos factores prácticos tales como problemas con conexiones utilizadas y la necesidad de proporcionar resistencia al viento han regido esta solución extrema, pero la alternativa similar de introducir columnas fácilmente deformables (suaves) en el primer nivel ha sido propuesta por muchos ingenieros. En muchos estudios recientes acerca de este concepto, se asumió que las columnas se comportarían elásticamente durante toda la respuesta sísmica; sin embargo, artículos de investigación, sugieren que el primer piso debería deformarse inelásticamente y así proveer un mecanismo de absorción-disipación de energía. El objetivo de esto es hacer que el primer piso actúe como una parte suave dúctil que resista un valor específico de fuerza cortante horizontal, y por lo tanto, con ello no se transmita una fuerza tan grande como ésta a los pisos superiores. Con base en esto, el único diseño sísmico especial de la estructura está limitado en el primer piso "suave".



---

---

A pesar de que la lógica de estos argumentos es refutable, no lo es, desafortunadamente, reconocer la complejidad del comportamiento sísmico dinámico de las estructuras de múltiples niveles. Un factor crucial que ha sido reconocido es que las ondas cortantes transmitidas a la superestructura por el primer piso suave (que actualmente podría ser limitado a un nivel de fuerza en el rango elástico durante el inicio de su propagación), será reflejada en la parte alta del edificio lo cual tendería a causar un incremento en la amplitud de la fuerza neta de manera uniforme en el mismo. En edificios con reducciones graduales o algún otro tipo de no uniformidad, podrían ocurrir mecanismos de amplificación más complicados.

Cuando una estructura de varios grados de libertad presenta comportamiento inelástico, la cedencia ocurre en general en el piso relativamente más débil comparado con la magnitud de las fuerzas cortantes que deben ser transmitidas por la estructura. En muchos casos esta cedencia ocurrirá cerca de la base de la estructura. Cuando una parte de la base dentro de la estructura cede, las fuerzas que pueden ser transmitidas a través de la zona de cedencia no pueden exceder el valor del cortante para ese entrespacio, dado que el sistema es esencialmente elastoplástico. En consecuencia, los cortantes y las aceleraciones que los acompañan y las deflexiones relativas para las regiones de los pisos superiores de la estructura son reducidos en magnitud comparados con los valores para una estructura elástica sujeta a los mismos movimientos de la base. En otras palabras, debido a que la región por encima de la parte de la estructura que cede se comporta de una manera elástica, el efecto de la cedencia cerca de la base de la estructura es para reducir el cortante para el cual las partes superiores de la estructura deben ser diseñadas, limitando la magnitud del cortante en la base para las que debe ser hecho el diseño. Como consecuencia de esto, si el cortante total en la base para el cual una estructura es diseñada es una fracción del valor máximo calculado para un sistema elástico, la cedencia ocurrirá en el piso inferior y los cortantes en el resto de la estructura tendrán magnitudes apropiadas para el valor revisado del cortante en la base. Consecuentemente, si la prevención es hecha para la absorción de energía en los pisos bajos, una estructura será en general adecuadamente resistente tal que las fuerzas cortantes para las cuales es diseñada en los pisos superiores son correctamente relacionados al diseño del cortante en la base.

Cuando una estructura se deforma inelásticamente hasta un punto máximo, en efecto su modo principal de vibración es inhibido y su máxima deformación toma lugar en el primer modo en el cual la deformación inelástica es más probable, generalmente en el modo fundamental. Sin embargo, hay situaciones donde el modo en el cual la deformación plástica ocurre, podría ser un modo más grande que el modo fundamental.

Cuando la parte baja de la estructura se vuelve inelástica, el período de vibración se incrementa. En cualquier evento, donde se presentan situaciones con comportamiento plástico, el concepto del análisis modal no es muy aplicable, y la estructura se comporta de muchas maneras casi como un sistema de un grado de libertad correspondiente a toda la masa de la estructura soportada por los elementos ahora plásticos. Por lo tanto el cortante en la base puede ser calculado para la estructura modificada, considerando su período fundamental del espectro modificado para el cual el diseño debería ser hecho. Sin embargo, el período fundamental de esta estructura modificada 'generalmente' no diferirá materialmente del período fundamental de la estructura elástica original o será más largo que en el caso de una estructura con muros de carga.

Sin embargo, es deseable considerar una distribución de esfuerzos por cortante de la estructura, la cual considera el modo de excitación más alto de la parte superior de la región que se vuelve plástica. En otras palabras, la distribución de la fuerza sísmica local sobre el peso de los edificios, corresponde a una variación uniforme de la aceleración desde el valor de cero en la base hasta un máximo en la parte superior, lo cual incluye los momentos y los cortantes en la estructura y abarca el hecho de que las aceleraciones locales para mayores alturas en la estructura son más grandes que aquellas en elevaciones pequeñas debido a que las mayores magnitudes del movimiento son mayores a una altura mayor.

El concepto del diseño Sismo-Resistente, incluye las estructuras elásticas o muy cercanas al comportamiento elástico, bajo la influencia de sismos moderados de ocurrencia frecuente y la cedencia local de las estructuras dentro del rango inelástico, pero protegidas del colapso, incluso bajo las condiciones de los sismos severos más probables a los cuales la estructura estará sometida salvo que esté construida en base a algún error. Esta probabilidad es estimada de las condiciones de movimientos sísmicos pasados.

Para sismos de baja intensidad que pudieran ocurrir en repetidas ocasiones durante la vida útil de la estructura, ésta será diseñada de tal forma que no presente indicios de daños no reparables, ni situaciones que afectaran su eficiencia en relación a la capacidad de carga. Entonces la estructura tendrá capacidad para resistir una cantidad de sismos, incluso si ocurrieran frecuentemente, sin estar sujetos a inducir distorsiones o sin requerir más que reparaciones menores de los efectos combinados de los sismos periódicos.

Otro punto del criterio de diseño Sismo-Resistente abarca el concepto de que la estructura no debería colapsarse, con la consecuente pérdida de vidas, o sufrir severo daño estructural, incluso bajo las condiciones de un sismo severo probable ante el cual estará sujeta la estructura durante su vida útil. La

reserva de energía en el rango inelástico, prevista en los procedimientos de diseño es el tratar de proveer resistencia ante situaciones inusuales durante la ocurrencia de estos sismos. El diseñar una estructura capaz de soportar estas situaciones sin presentar daño alguno, resultaría súmamente costoso y no redituable para los dueños del proyecto.

Si un sismo inusual ocurriera y pudiera ser de mayor intensidad que el mas severo probable jamas esperado en la vida útil del edificio, la estructura sufriría grandes deformaciones y tendría desplazamientos permanentes requiriendo posiblemente de reparaciones mayores, pero no se llegaría al colapso.

Es posible interpretar este criterio considerando las previsiones de diseño basadas en la intensidad y características de los sismos parecidos al de El Centro ocurrido en 1940, y permitiendo movimiento moderado y capacidad de absorción de energía de la estructura en el rango inelástico. Cuando esto sucede los sismos de menor intensidad que ocurren más frecuentemente serán resistidos sin requerirse sollicitaciones de la resistencia de la estructura más allá del rango elástico.

En general, el comportamiento de una estructura depende de su diseño. Por ejemplo, cuando una estructura es diseñada para resistir fuerzas horizontales grandes, ésta será mucho más rígida y tendrá un período de vibración corto. Debido a que el período de vibración corto resulta en aceleraciones espectrales altas, la rigidez de la estructura atraerá más fuerzas horizontales que si la estructura se diseñara como es recomendada por los códigos. Consecuentemente, el diseñar para fuerzas grandes no hará necesariamente a la estructura segura si en el proceso se vuelve rígida o menos dúctil. Por otro lado, si se diseña para fuerzas más pequeñas que las recomendadas se llegará a una estructura muy flexible y en general será ligera y generará fuerzas menores, lo que implicaría posiblemente una gran disipación de energía al ser una estructura muy dúctil pero por otro lado podría estarse subdimensionando a los elementos resistentes con la consecuente pérdida de capacidad.

### **V.3. Casos Prácticos**

El punto de interés se ubica principalmente en las Zonas Sísmicas II (Zona de Transición) y III (Zona Lacustre) en donde sabemos que los eventos sísmicos son considerados críticos por el tipo de estrato sobre el que se encuentran ubicadas las construcciones y se refleja en los espectros de diseño estipulados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93) así como por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-95). Los coeficientes sísmicos estipulados en dichos Códigos (0.32 para la zona II y 0.40 para la zona III, respectivamente), nos han regido en la realización de los diseños estructurales en lo que respecta al cálculo de las fuerzas sísmicas involucrando además un

---

---

Factor de Comportamiento Sísmico ( $Q$ ) asociado a cada tipo de estructura. Lo anterior sirve para hacer notar el hecho de que el respetar las recomendaciones de Diseño no sólo de México sino del mundo entero, nos llevan a construir estructuras de cualquier característica sin hacer otra cosa que clasificarlas como irregulares, resistentes, dúctiles entre otros conceptos subjetivos que cada Ingeniero Estructuralista podrá asignar en base a su experiencia en el campo estructural.

En las zonas sísmicas mencionadas para el Distrito Federal, podemos encontrar una amplia gama de edificaciones, que si bien respetaron los códigos de diseño vigentes al momento de su construcción, no respetarían aparentemente el actual en lo relacionado al cumplimiento de lo mencionado en las Normas Técnicas Complementarias. Sin embargo, llama la atención la disposición de los elementos estructurales obligada por los requisitos ya mencionados de espacios, por estética, normatividad o caprichosamente obligados por equipos especiales entre otros. Es de todos sabido además, que las condiciones del suelo de la ciudad de México, nos han llevado a consideraciones especiales o suposiciones acerca de la respuesta del suelo, que se ve reflejada en los períodos de vibración de la estructura siendo éstos más largos o más cortos, pero haciendo hincapié en poseer una cimentación adecuada que permita cumplir con las hipótesis de diseño tal como el empotramiento de las columnas o los muros (según sea el caso de análisis) al suelo por medio de la cimentación.

Es común encontrar edificios con Planta Baja Débil en donde la resistencia y la rigidez ante cargas laterales se concentra en mayor proporción en los pisos superiores, dejando las columnas del primer piso en una situación vulnerable ante una sollicitación sísmica intensa. Este tipo de edificios frecuentemente presenta un mecanismo de falla frágil en el primer piso debido a que la disipación de la energía se concentra en las columnas con poca capacidad de deformación dúctil por estar sujetas a una elevada carga axial. Obviamente este mecanismo de falla es indeseable. La filosofía de diseño recomienda que se forme un mecanismo de falla tipo Dúctil y se presenten las articulaciones plásticas preferentemente en las trabes, por tener mayor capacidad de deformación al no estar sujetas a cargas axiales elevadas como sucede en el caso de las columnas.

Las partes débiles de las estructuras pueden ser atribuibles al subdiseño de esa parte de la estructura o sobrediseño de otras partes de ésta. Por lo tanto, en el diseño sísmico hay peligro tanto de elementos de resistencia inferior como de resistencia excedida. Una causa común de la sobrerresistencia es la presencia de muros que no se han tomado en cuenta en la respuesta estructural. La presencia de muros en algunas plantas podría obligar a que se formara un mecanismo de falla de traslación lateral como el mostrado en la Figura V.I.

En la Ciudad de México existen edificios con este tipo de estructuración a base de muros en las plantas superiores y elementos de resistencia inferior en el primer piso. La mayoría de éstos son para uso habitacional. En ellos existe una gran cantidad de muros ya sean divisorios o de carga en los pisos superiores y se deja el primer piso libre para estacionamiento. También se usa este tipo de estructuración en edificios altos tales como hoteles, en donde el primer piso se utiliza como mezzanine o vestíbulo.

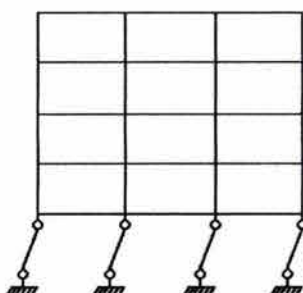


Figura V.I. Posible mecanismo de colapso de edificios con Planta Baja Débil

Debido a la alta amenaza sísmica en la Ciudad de México resulta de interés analizar el comportamiento de este tipo de estructuras tomando en cuenta diversas variables tales como el movimiento asociado a distintos tipos de terreno, materiales en los muros y lineamientos de diseño de los Reglamentos vigentes.

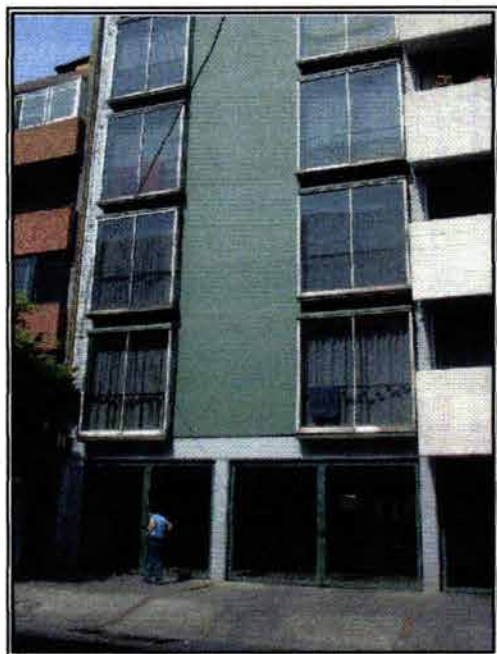
A continuación se ilustran algunas de las edificaciones considerabas como apoyadas sobre Planta Baja Débil, debido a que su estructuración en su mayoría es a base de columnas y trabes de concreto reforzado con un núcleo de escaleras como característica general y para la consideración de Planta Baja Débil, a partir del primer nivel son desplantados muros de carga provocando cambios bruscos de rigidez y resistencia principalmente.



Unidad Habitacional  
Avenida del Imán



Edificio de Departamentos  
Avenida Universidad - Zapata



Edificio de Departamentos  
Avenida Universidad - Zapata



Edificio de Departamentos  
Avenida Universidad - Zapata



Edificio de Departamentos con local comercial en Planta Baja  
Eje 4 Sur - Xola - Andalusia



Unidad Habitacional (Fachada Principal)  
Eje 6 Sur y Avenida Río Churubusco



Unidad Habitacional (Fachada Lateral)  
Eje 6 Sur - Avenida Río Churubusco



# Capítulo VI

# PRÁCTICA DEL DISEÑO EN EDIFICIOS DE PLANTA BAJA DÉBIL

Para el caso de las edificaciones en el Distrito Federal, debemos prestar atención especial a las recomendaciones incluidas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y en sus Normas Técnicas Complementarias, que para el caso del Diseño Estructural nos refieren a lo siguiente:

Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- I) Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo Estado Límite de Falla posible entre las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y
  
- II) No rebasar ningún Estado Límite de Servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

Deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo y del viento, cuando éste último sea significativo. También se tomarán en cuenta los efectos producidos por otras acciones, como los empujes de tierras y líquidos, los cambios de temperatura, las contracciones de los materiales, los hundimientos de los apoyos y las sollicitaciones originadas por el funcionamiento de maquinaria y equipos especiales.

Existen tres categorías de acciones consideradas por el Reglamento: Permanentes, Variables y Accidentales.

- I) Permanentes: Obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a ésta categoría son: la carga muerta, el empuje estático de tierras y líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo.
- II) Variables: Obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva, los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo.
- III) Accidentales: Son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

Cabe mencionar la importancia que se le da a las precauciones ante los fenómenos tales como sismo y viento, ante los cuales se tienen que garantizar las condiciones de seguridad apropiadas, por lo cual debemos prestar atención a las irregularidades dentro del esquema estructural propuesto para no caer en este tipo de situaciones.

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

- I) Combinación que incluye acciones permanentes y acciones variables.
- II) Combinación que incluye acciones permanentes, variables y accidentales.

No debe olvidarse que para los casos anteriores, deben considerarse los factores de carga apropiados en los efectos de las acciones, factores acorde a lo señalado por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93) en su artículo 194. Asimismo, se revisará que para las distintas combinaciones de acciones y para cualquier Estado Límite de Falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicada por los factores de carga correspondiente. También se revisará que bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones sin multiplicar por factores de carga, no se rebase ningún Estado Límite de Servicio.

En nuestro caso, nos atañe lo relacionado con el Diseño por Sismo y las variaciones que pudieran presentarse por la participación o no de los muros. Al respecto, el RCDF-93, señala que las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneas del movimiento del terreno.

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos que describan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-95). En el análisis se tendrá en cuenta la rigidez de todo elemento, estructural o no, que sea significativa. Se verificará que la estructura y su cimentación no alcance ningún Estado Límite de Falla o de Servicio.

Tratándose de muros divisorios, de fachada o de colindancia, se deberán observar las siguientes reglas:

- I) Los muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales o a castillos y dadas en todo el perímetro del muro, su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico y se verificará su resistencia de acuerdo con las Normas Técnicas correspondientes.

---

---

Los castillos y dadas a su vez estarán ligados a los muros. Se verificará que las vigas o losas y columnas resistan la fuerza cortante, el momento flexionante, las fuerzas axiales y, en su caso, las torsiones que en ellas induzcan los muros. Se verificará, así mismo, que las uniones entre elementos estructurales resistan dichas acciones, y

- II) Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura de manera que no restrinjan su deformación en el plano del muro. Preferentemente estos muros serán de materiales muy flexibles o débiles.

Por su parte, las NTCS-95 nos llevan a clasificar a las estructuras en Regulares e Irregulares de acuerdo al punto número seis (6) el cual dice a la letra:

#### **“CONDICIONES DE REGULARIDAD**

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en su sistema de techo y piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de ese último requisito únicamente al último piso de la construcción.

- 
- 
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
  10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior.
  11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.”

Además, otro fenómeno que afecta a las estructuras es el de la Torsión mencionado en las Normas Técnicas (NTCS-95) en el punto 8.6 el cual dice:

#### “EFECTOS DE TORSIÓN

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso,  $e_s$ , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del entrepiso correspondiente y la fuerza cortante en dicho entrepiso.

Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

1.5:  $e_s + 0.1 b$  ó  $e_s - 0.1 b$ , en que  $b$  es la dimensión de la planta que se considera medida en la dirección  $e_s$ .

Además la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de  $e_s$  calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de el entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

En las estructuras para las que el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , que se especifica en la sección 5, sea igual o mayor de 3, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , deberá exceder de  $0.2 b$ . Para estas estructuras deberá considerarse que el efecto de la torsión se puede incrementar cuando algunos de sus elementos resistentes que significativamente contribuyan a la rigidez total incurrieren en el rango no lineal o fallen.”

La práctica actual del Diseño de Edificios con Planta Baja Débil, involucra el criterio de cada Ingeniero Estructurista en la concepción del modelo que se deba analizar, de las consideraciones sobre el comportamiento de la estructura que debe hacer y del nivel de seguridad que deba darse a la estructura, independientemente de tratarse de estructura clasificada dentro del grupo A o B acorde al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

El Edificio de Proyecto consta de una Planta Baja, tres niveles de departamentos, y azotea, estructurado a base de columnas y trabes en el Primer Nivel y a partir de éste, con muros de carga exclusivamente en los niveles de departamentos. El sistema de piso es de losa maciza, el cual funge como diafragma rígido garantizando las hipótesis de diseño involucradas con la transmisión de las fuerzas de entrepiso a los elementos estructurales verticales (muros y columnas).

La intención del presente trabajo, es la de proporcionar al lector una herramienta de apoyo en el diseño de Edificios con la característica de Planta Baja Débil, analizándola con tres criterios diferentes:

✓ **Planta Baja y Muros Aislados**

Como primera parte, se trata de modelar el Edificio de Proyecto reducido a la Planta Baja, conduciendo las cargas de diseño de los niveles N1, N2, N3, y Azotea, hasta el nivel N1, a través de los muros en cada entrepiso, así como las cargas puntuales generadas en la zona de puertas y ventanas por medio de los castillos que limitan a los muros. Se ha determinado que los muros de cada nivel, sean "muros de carga" confinados por elementos de borde tales como castillos y dadas. Como segunda parte dentro de este criterio, se realiza la revisión de los muros de carga, con ayuda de los "Comentarios y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", ante la acción de la fuerza cortante en el nivel N1, por ser a partir de éste desde donde se desplantan los muros de carga.

La expresión utilizada para la obtención de la fuerza sísmica, ha sido resultado de pláticas personales, observando notoriamente un incremento en la aplicación de la misma, respecto a la obtenida por medio del análisis estático, recomendado por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Así mismo, cabe aclarar la omisión del momento generado por el par de transporte (transmisión de fuerzas) que por estática se generaría.

---

---

✓ Apéndice sobre Planta Baja

Utilizando las recomendaciones de diseño del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en lo que toca a estructuras con concentraciones de masa soportada por elementos estructurales ante los que deba tenerse especial cuidado durante su diseño, se ha aplicado el concepto de "Apéndices" (Punto 8.4 de las NTCS-95), aplicando un factor que incrementa las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis estático establecido por las Normas Técnicas correspondientes, además de considerar la masa del Edificio concentrada en el Primer Nivel, llegando a un modelo análogo al de Planta Baja y Muros Aislados del criterio anterior.

✓ Muros Acoplados a Planta Baja

Mucho se ha hablado de la necesidad de modelar a las estructuras, considerando todas las variables de diseño que puedan participar durante la vida útil de la edificación. Sin embargo, debemos tener en cuenta factores importantes tales como el tiempo que se disponga para realizar el análisis, el conocimiento de las herramientas de cálculo, la correcta interpretación de los resultados, el criterio de cada Ingeniero Estructurista, entre otros.

En este criterio, se realiza el análisis de la estructura completa, aplicando las cargas de diseño en los tableros definidos como losas (sistema de piso), para el caso del análisis ante carga vertical, mientras que, para el caso del análisis sísmico, las fuerzas sísmicas horizontales fueron resultado del análisis estático recomendado por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Se aplicó el concepto del elemento finito en la definición de los muros de carga para la correcta interpretación de resultados y estar lo más apegados a la realidad.

Los resultados de la aplicación de estos tres criterios, se presentan de manera parcial en el subcapítulo respectivo, para posteriormente llegar a la Conclusión del trabajo (Capítulo VII). Se presentan de esta forma, debido a la necesidad de visualizar los resultados de cada criterio, para posteriormente compararlos y definir cuál será la estrategia de diseño propuesta por este trabajo para el caso de los Edificios con "Planta Baja Débil".

## VI.1. Planta Baja y Muros Aislados

Un esquema general de la estructura por analizar es el mostrado en la Figura VI.1, en donde el análisis involucra muros de carga en la parte superior y una planta baja estructurada con columnas y trabes de concreto reforzado. El material con que serán construidos los muros es tabique de barro industrializado con una densidad de  $450 \frac{kg}{mL}$  estimada incluyendo el material requerido para junteo y acabados, tendrán un

espesor de 12 cm y serán confinados por dalas y castillos. La utilidad de la edificación será para uso habitacional considerada como estructura del grupo B de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93).

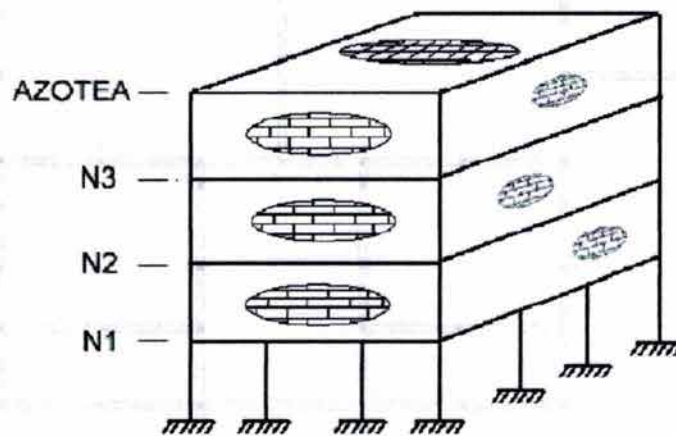
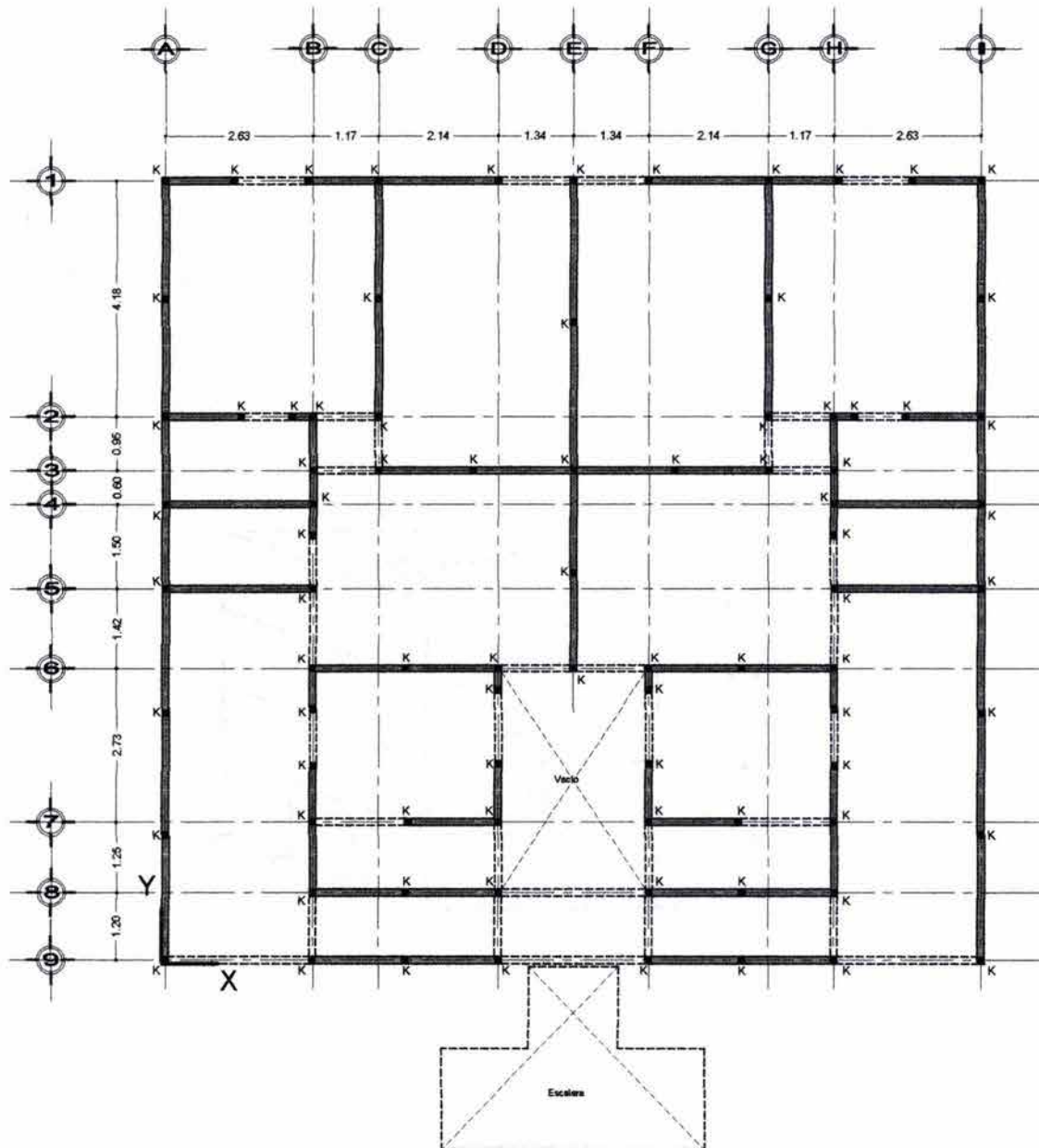


Figura VI.1. Esquema general de análisis.

### VI.1.1. Bajada de cargas

En la Figura VI.2 se muestra la distribución en planta de los muros estructurales, la escalera será un cuerpo independiente cuyo peso será considerado sólo en el diseño de la cimentación, el cual pasa a segundo plano por salir del tema en cuestión. Se puede observar simetría entre los departamentos lo cual será aprovechado para la bajada de cargas. Dado que el trabajo se avoca a la Planta Baja Débil, la bajada de cargas se anexa al final del mismo (Anexo 1), presentando sólo los resultados obtenidos para realizar el análisis estructural de acuerdo al punto en cuestión.





## Planta Tipo

Figura VI.2. Distribución de muros cargadores.

### VI.1.2. Retícula de análisis

El modelo que se pretende analizar es el mostrado en la Figura VI.3, transmitiendo las descargas de losa y muros al sistema de traves y columnas de la Figura VI.4 para las condiciones de carga vertical y sismo como se muestra más adelante.

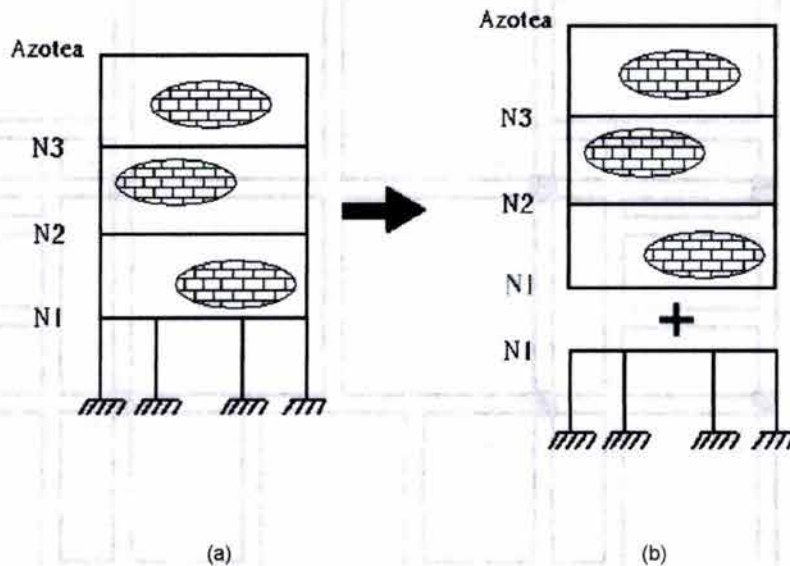
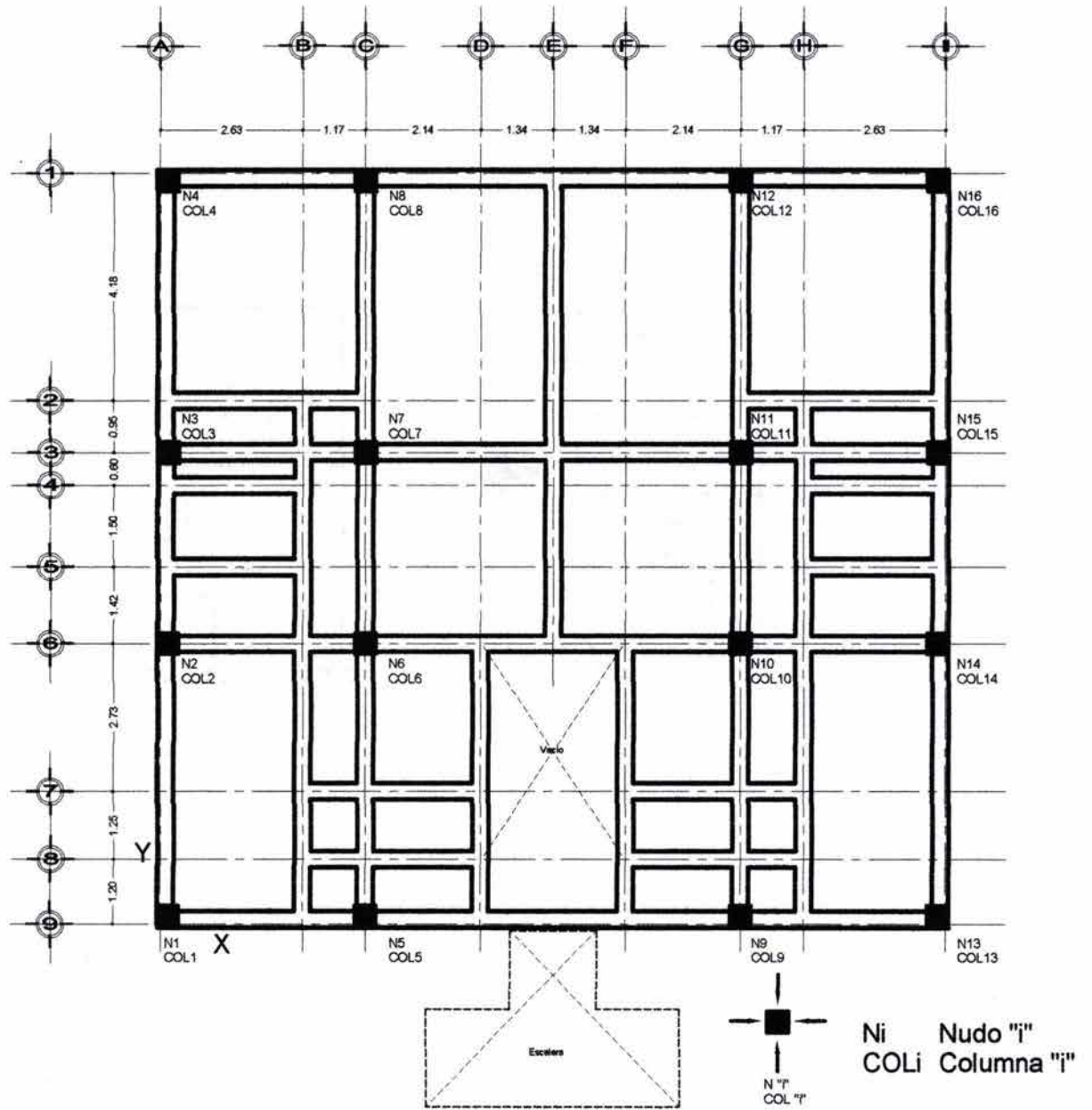


Figura VI.3. Configuración de análisis.

En la parte (a) de la Figura VI.3, se muestra la configuración real del edificio por analizar, pero por simplicidad, se podría revisar en dos partes. La primera sería sobre una retícula de traves apoyada a su vez sobre columnas, mostrando con esto que el edificio basa su resistencia principalmente en estos apoyos. Por otro lado, como segunda parte se revisarán los muros desplantados a partir del nivel N1 para las condiciones de carga vertical y sismo (Figura VI.3b). La retícula formada por traves y columnas se presenta a continuación mostrando la distribución en planta de sus elementos estructurales.



## Planta Nivel N1

Figura VI.4. Reticula de análisis Traves-Columnas.

### VI.1.3. Planta Baja

Debemos prestar atención a la Planta Baja debido a que es la parte de la estructura que conlleva mayor importancia al ser la que soporta toda la edificación. Con base en este criterio, la fuerza cortante obtenida en el Anexo 1 de 117.12 t, será incrementada como se muestra a continuación.

En base a la Figura VI.5, se pueden establecer las siguientes relaciones:

$$F_1 \cdot h = F \frac{H}{2} + F \cdot h; F_1 = \frac{F}{h} \left( \frac{H}{2} + h \right)$$

de donde:

$F$  es el cortante basal obtenido de la relación  $\frac{c}{Q} W_T = \frac{0.4}{2} (585.580 \text{ ton}) = 117.12 \text{ t}$ ;

$H$  es la altura total del edificio,  $H = 10.50 \text{ m}$ ;

$h$  es la altura de la Planta Baja,  $h = 3.00 \text{ m}$ ; y

$F_1$  es la fuerza incrementada.

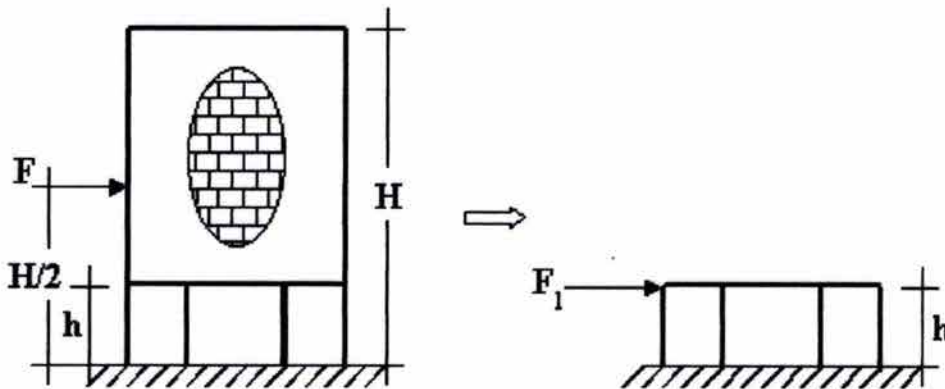


Figura VI.5. Modelo supuesto para el análisis de la Planta Baja.

Sustituyendo los valores anteriores se tiene:  $F_1 = \frac{117.12}{3.00} \left( \frac{10.50}{2} + 3.00 \right) = 322.08 \text{ t}$  fuerza que será

repartida equitativamente en las 16 uniones Trabe-Columna.

Se puede apreciar que hay un incremento del 275% a la fuerza cortante basal original, lo que implica un sobre-diseño de las columnas pero atendiendo las recomendaciones de diseño relacionadas con el concepto de Columna fuerte - Trabe débil. Con esta fuerza incrementada, se realiza la corrida mediante el uso del programa de análisis estructural SAP2000 utilizando las siguientes combinaciones de carga:

Nombre de la combinación	Factores
WVERT	100% Carga Vertical
SIS01	WVERTS+Sx+0.3Sy
SIS02	WVERTS+Sx-0.3Sy
SIS03	WVERTS-Sx+0.3Sy
SIS04	WVERTS-Sx-0.3Sy
SIS05	WVERTS+0.3Sx+Sy
SIS06	WVERTS+0.3Sx-Sy
SIS07	WVERTS-0.3Sx+Sy
SIS08	WVERTS-0.3Sx-Sy

Tabla VI.1. Combinaciones de análisis para la corrida de SAP2000.

de donde:

WVERT es la condición de carga estática para descargas verticales calculadas con  $W_m$  del RCDF-93;

WVERTS es la condición de carga estática para descargas verticales calculadas con  $W_a$  del RCDF-93; y

Sx, Sy son las fuerzas sísmicas en las direcciones "x" y "y" respectivamente.

Los resultados de la corrida para la columna COL1, se resumen en la siguiente tabla, dejando al lector la consulta de la corrida completa en el Anexo 2.

(1) (2) (3) (4) (5) (6) (7) (8)

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL1	WVERT						
	0.0	-20.7	0.1	-3.0	0.0	-2.8	0.1
	1.5	-20.1	0.1	-3.0	0.0	1.7	0.0
	3.0	-19.5	0.1	-3.0	0.0	6.2	-0.1
COL1	SIS01						
	0.0	-5.9	19.2	2.6	0.0	6.3	30.7
	1.5	-5.3	19.2	2.6	0.0	2.4	1.9
	3.0	-4.7	19.2	2.6	0.0	-1.4	-26.8
COL1	SIS02						
	0.0	-10.6	19.2	-8.6	0.0	-11.9	30.7
	1.5	-10.0	19.2	-8.6	0.0	1.0	1.9
	3.0	-9.4	19.2	-8.6	0.0	13.9	-26.9
COL1	SIS03						
	0.0	-30.8	-19.1	2.6	0.0	6.3	-30.5
	1.5	-30.2	-19.1	2.6	0.0	2.4	-1.9
	3.0	-29.6	-19.1	2.6	0.0	-1.5	26.6
COL1	SIS04						
	0.0	-35.4	-19.0	-8.5	0.0	-11.8	-30.5
	1.5	-34.9	-19.0	-8.5	0.0	1.0	-1.9
	3.0	-34.3	-19.0	-8.5	0.0	13.8	26.6
COL1	SIS05						
	0.0	-9.1	5.8	15.6	0.0	27.4	9.3
	1.5	-8.6	5.8	15.6	0.0	4.0	0.6
	3.0	-8.0	5.8	15.6	0.0	-19.4	-8.1
COL1	SIS06						
	0.0	-24.7	5.8	-21.6	0.0	-33.0	9.3
	1.5	-24.1	5.8	-21.6	0.0	-0.6	0.6
	3.0	-23.6	5.8	-21.6	0.0	31.8	-8.2
COL1	SIS07						
	0.0	-16.6	-5.7	15.6	0.0	27.5	-9.1
	1.5	-16.0	-5.7	15.6	0.0	4.0	-0.6
	3.0	-15.5	-5.7	15.6	0.0	-19.4	7.9
COL1	SIS08						
	0.0	-32.2	-5.7	-21.6	0.0	-33.0	-9.1
	1.5	-31.8	-5.7	-21.6	0.0	-0.6	-0.6
	3.0	-31.0	-5.7	-21.6	0.0	31.7	7.9

Tabla VI.2. Resumen de resultados para la columna COL1.

### VI.1.3.1. Interpretación de resultados

Las unidades utilizadas en el programa de análisis estructural SAP2000, tanto para la introducción de datos como en los resultados son tonelada-metro (t-m). Cada elemento estructural, tiene asociados tres ejes locales (1, 2 y 3), tal y como se ilustra en la Figura VI.6.

La columna (1) de la Tabla VI.2 se refiere a la columna COL1 la cual soporta una carga axial  $P$  (columna (3)) en tres distintos puntos de la misma para cada combinación de carga (columna (2)), dicha carga es de signo negativo indicando compresión en el miembro y los tres puntos son el centro y los extremos de la columna.

Los valores de la fuerza cortante  $V_2$  y  $V_3$  están asociados a los ejes dos "2" y tres "3" respectivamente y se consignan en las columnas (4) y (5). El signo negativo indica que el sentido es opuesto al del eje respectivo que para fines prácticos se toma la pareja más desfavorable calculada como  $V_{m\acute{a}x} = \sqrt{V_2^2 + V_3^2}$ , cálculo que se ha omitido en este trabajo.

Los efectos de torsión se reflejan con su elemento mecánico respectivo y se presentan en la columna (6) en la que podemos apreciar que no es tan representativo como para tomarse en cuenta.

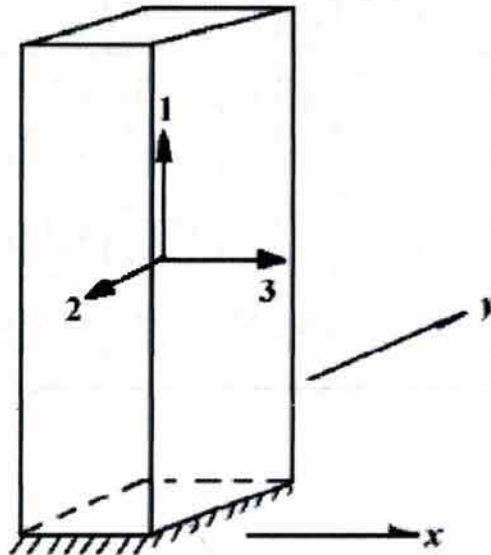


Figura VI.6. Ejes locales en columnas

En las columnas (7) y (8) se presentan los resultados para los momentos flexionantes dos ( $M_2$ ) y tres ( $M_3$ ) respectivamente. Los números dos y tres se refieren al eje alrededor del cual se presenta la flexión en las columnas.

Prestando atención a las dos primeras combinaciones que involucran sismo (SIS01 y SIS02), los resultados obtenidos para carga axial y momentos flexionantes se muestran en la figura siguiente.

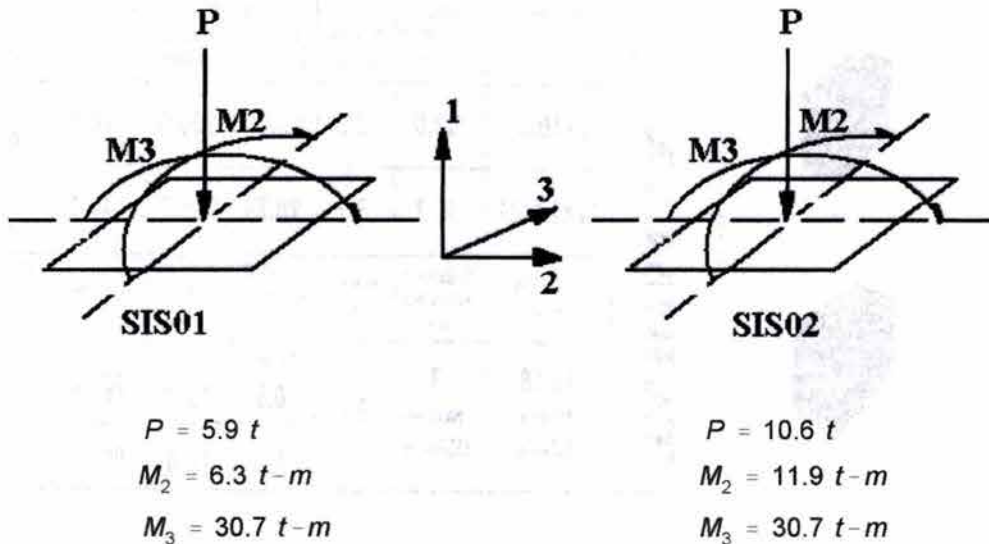


Figura VI.7. Interpretación de resultados.

Cabe aclarar que los resultados obtenidos son para condiciones de servicio, por lo que deberán afectarse por los factores de carga correspondientes para el diseño de los elementos estructurales.

#### VI.1.4. Muros Aislados

Dentro de este subcapítulo, se presenta el análisis del edificio en estudio para la parte estructurada a base de muros de carga de mampostería, mostrándose el desarrollo de manera detallada y tomando datos de los anexos mencionados anteriormente. Esto se hará considerando que el edificio se desplanta sobre las traveses, análogo a haberse desplantado sobre el terreno.



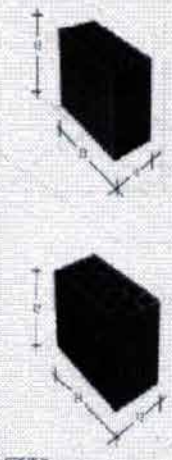
<b>TABIMAX</b> Tabique de barro industrializado para muro confinado tradicional		<b>Acabado ESTRIADO para repellar</b>					
<b>CARACTERISTICAS TECNICAS</b>							
NOMBRE COMERCIAL	MEDIDAS NOMINALES EN cm	PIEZAS/m <sup>2</sup> CON JUNTAS DE 1 cm	PESO PROMEDIO kg / pza.	PESO kg/m <sup>2</sup> (sin mortero para juntas)	PESO kg/m <sup>2</sup> (sin mortero para juntas)	RESISTENCIA A LA COMPRESION kg/cm <sup>2</sup> (fp)	ESPESOR DE MURO TERMINADO cm
<b>TABIMAX</b> 	12x10x23	32.0	2.5	80.00	906.0	120.0	SIN aplanado 10 CON aplanado 12
	12x12x24	30.7	3.2	98.24	925.9	140.0	SIN aplanado 12 CON aplanado 14
	ABSORCION % en peso	TOLERANCIA DIMENSIONAL mm	MERMA %	GROSOR DE AFLANADOS cm	MORTERO PARA JUNTAS (kg/m <sup>2</sup> )	COCCION	RESISTENCIA AL ESFUERZO CONSTANTE kg/cm <sup>2</sup> (N°)
	16-18 Norma DGN-C-6	3 Norma DGN-C-6	3.0	con yeso 0.5 con mortero 1.0	muro 10 cm 13.8 muro 12 cm 16.0	900°C gas natural	5.0

Tabla VI.3. Características de la mampostería.

Utilizando el tabique 12 × 12 × 24 se tiene:

$98.24 \frac{kg}{m^2}$	Tabique
$19.40 \frac{kg}{m^2}$	Juntas
$60.00 \frac{kg}{m^2}$	Aplanado
$177.64 \frac{kg}{m^2}$	$\frac{Peso}{m^2}$

Para la altura de proyecto  $H = 238 \text{ cm}$ , la carga lineal por muro será de  $W_{muro} = 422.8 \frac{kg}{mL}$  pero se tomará de  $450 \frac{kg}{mL}$ .

La resistencia a cortante es  $v^* = 5 \frac{kg}{cm^2}$  y su capacidad a compresión de  $f_m^* = 140.0 \frac{kg}{cm^2}$  con su incremento de  $4 \frac{kg}{cm^2}$  de acuerdo con 2.4.1(e) de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción Estructuras de Mampostería (NTC-Mampostería-95).

El área en planta de cada nivel es de  $196.22 m^2$ , con altura libre de entrepiso de  $238 cm$ .

Para realizar el diseño por cargas verticales se requieren los siguientes resultados:

Peso de azotea	83.20 t
Peso de planta tipo	104.78 t
Peso de muros por planta	51.26 t

por lo que el peso por concepto de piso y losa es:

$$W_T = 83.2 + 2(104.78) + 3(51.26) = 446.54 t = 446540 kg$$

Con lo anterior, se puede obtener la carga vertical promedio por unidad de área de construcción la cual es:

$$w = \frac{W_T}{4 A_p} = \frac{446540}{4(196.22)} = 568.93 \frac{kg}{m^2}$$

Para el caso de diseño por sismo, el peso considerado es  $W_{T_s} = 585580 kg$ . El módulo de elasticidad del tabique  $E = 800 f_m^* = 115200 \frac{kg}{cm^2}$  y su módulo de cortante  $G = 0.3 E = 34560 \frac{kg}{cm^2}$ .

Revisando el cumplimiento de los requisitos mencionados en 4.1.2 de las NTC-Mampostería-95, se aprecia que sí se respetan, por lo que se procede como sigue:

Área transversal de muros

$$A_T = (11390)(12) = 136680 cm^2$$

Esfuerzo promedio de compresión en planta baja

$$\frac{W_T}{A_T} = \frac{446540}{136680} = 3.27 \frac{kg}{cm^2}$$

En lo que respecta a la carga actuante en cada muro, se utilizan los resultados de la Tabla A.1 y la Figura VI.8 y se presentan como sigue:

Eje	Muro	L, m	Carga uniforme t/m		Carga muros en t	Carga actuante en t		Carga actuante total en P.B., t	Carga resistente, t	Comparación Resistencia-Carga
			Entrepiso	Azotea		Entrepiso	Azotea			
1	1	1.30	2.16	1.71	1.76	2.81	2.22	9.60	80.87	Resiste
	2	3.50	2.32	1.85	4.73	8.12	6.48	27.45	217.73	Resiste
	3	3.50	2.32	1.85	4.73	8.12	6.48	27.45	217.73	Resiste
	4	1.30	2.16	1.71	1.76	2.81	2.22	9.60	80.87	Resiste
2	5	1.40	2.01	1.60	1.89	2.81	2.24	9.76	87.09	Resiste
	6	0.50	2.01	1.60	0.66	1.01	0.80	3.49	31.10	Resiste
	7	0.50	2.01	1.60	0.66	1.01	0.80	3.49	31.10	Resiste
3	8	1.40	2.01	1.60	1.89	2.81	2.24	9.76	87.09	Resiste
	9	7.00	2.52	2.00	9.45	17.64	14.00	58.73	435.46	Resiste
4	10	2.70	1.95	1.54	3.65	5.27	4.16	18.34	167.96	Resiste
	11	2.70	1.95	1.54	3.65	5.27	4.16	18.34	167.96	Resiste
5	12	2.70	3.05	2.42	3.65	8.24	6.53	26.65	167.96	Resiste
	13	2.70	3.05	2.42	3.65	8.24	6.53	26.65	167.96	Resiste
6	14	3.40	2.38	1.89	4.59	8.09	6.43	27.20	211.51	Resiste
	15	3.40	2.38	1.89	4.59	8.09	6.43	27.20	211.51	Resiste
7	16	1.70	1.95	1.55	2.30	3.32	2.64	11.57	105.75	Resiste
	17	1.70	1.95	1.55	2.30	3.32	2.64	11.57	105.75	Resiste
8	18	3.40	1.78	1.42	4.59	6.05	4.83	21.52	211.51	Resiste
	19	3.40	1.78	1.42	4.59	6.05	4.83	21.52	211.51	Resiste
9	20	3.40	0.80	0.63	4.49	2.72	2.14	12.07	211.51	Resiste
	21	3.40	0.80	0.63	4.59	2.72	2.14	12.17	211.51	Resiste
A	22	13.90	2.20	1.75	18.77	30.58	24.33	104.26	864.69	Resiste
B	23	2.30	2.90	2.30	3.11	6.67	5.29	21.74	143.08	Resiste
	24	0.80	2.46	1.95	1.08	1.97	1.56	6.58	49.77	Resiste
	25	2.10	6.19	4.91	2.84	13.00	10.31	39.15	130.64	Resiste
C	26	4.30	2.60	2.07	5.81	11.18	8.90	37.07	267.49	Resiste
D	27	1.10	0.89	0.71	1.49	0.98	0.78	4.23	68.43	Resiste
	28	0.50	0.89	0.71	0.66	0.45	0.36	1.93	31.10	Resiste
E	29	8.70	2.71	2.15	11.75	23.58	18.71	77.61	541.21	Resiste
F	30	1.10	0.89	0.71	1.49	0.98	0.78	4.23	68.43	Resiste
	31	0.50	0.89	0.71	0.66	0.45	0.36	1.93	31.10	Resiste
G	32	4.30	2.60	2.07	5.81	11.18	8.90	37.07	267.49	Resiste
H	33	2.30	2.90	2.30	3.11	6.67	5.29	21.74	143.08	Resiste
	34	0.80	2.46	1.95	1.08	1.97	1.56	6.58	49.77	Resiste
	35	2.10	6.19	4.91	2.84	13.00	10.31	39.15	130.64	Resiste
I	36	13.90	2.20	1.75	18.77	30.58	24.33	104.26	864.69	Resiste

Tabla VI.4. Carga actuante en muros.

La carga axial que resiste cada muro se determina como

$$P_R = F_R \cdot F_E \cdot f_m^* \cdot A_T$$

donde:

$P_R$  es la carga vertical total resistente de diseño;

$F_R = 0.6$  por ser muros confinados;

$f_m^* = 144 \frac{kg}{cm^2}$  de resistencia a compresión;

$F_E = 0.7$  para muros interiores y  $0.6$  para muros extremos; y

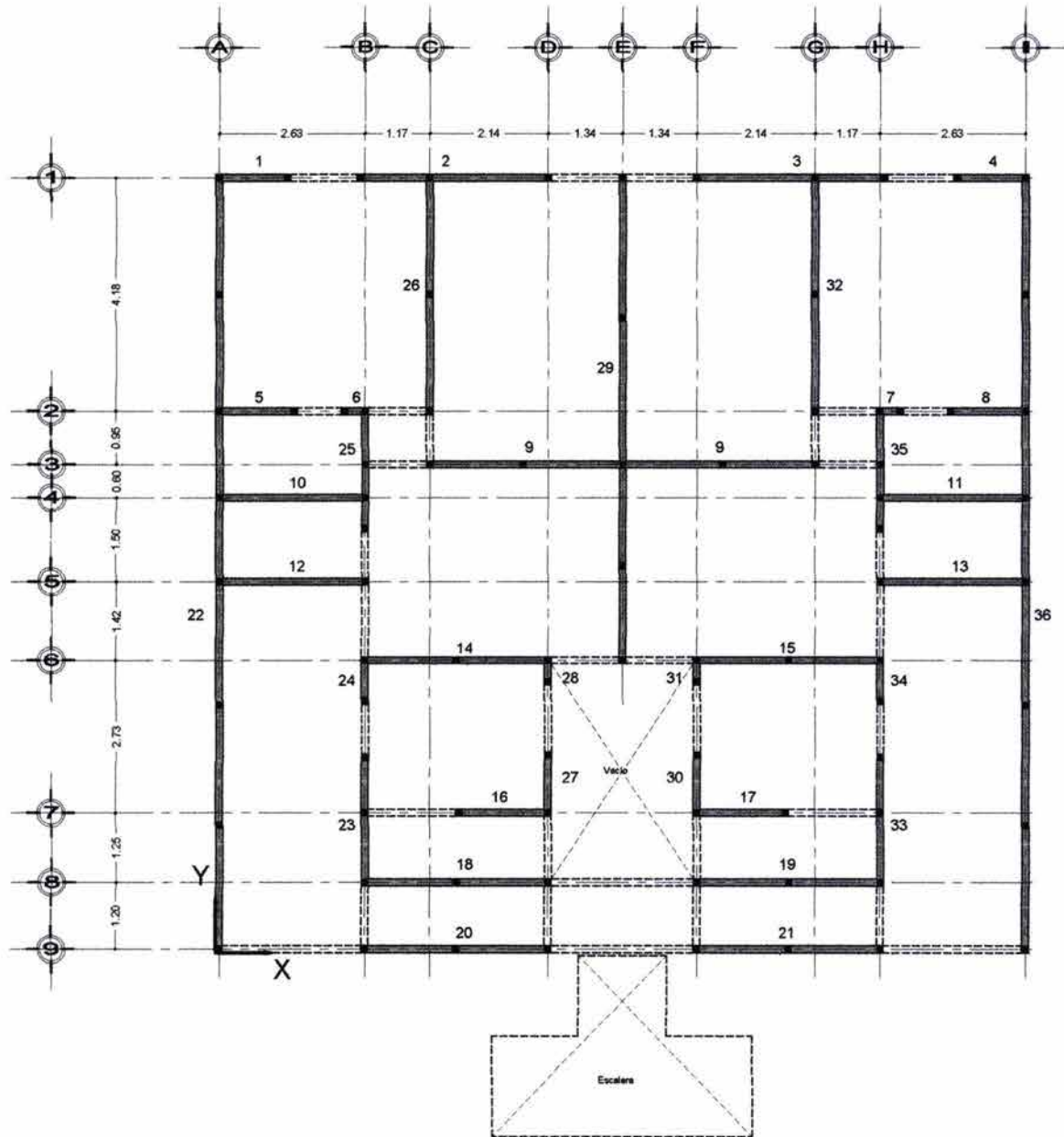
$A_T$  es el área de la sección transversal del muro.

Con lo anterior se llega a las expresiones para muros interiores y exteriores respectivamente:

$$P_R = 0.6(0.7)(144)A_T = 60.48 A_T$$

$$P_R = 0.6(0.6)(144)A_T = 51.84 A_T$$

En la Tabla VI.4, se comparan los valores resistentes con los valores actuantes para determinar si es adecuada la capacidad del muro, de donde podemos observar que en ningún caso se sobrepasa la resistencia a carga vertical de los muros.



## Planta Tipo

Figura VI.8. Muros considerados en la Resistencia a Carga Vertical y Lateral.

En el caso del análisis sísmico, se revisarán los requisitos 4.1.3 de las NTC-Mampostería-95 para poder aplicar el método simplificado, de donde:

- I. La carga está soportada en su totalidad por muros de carga, cumple;
- II.  $\frac{L}{A} = \frac{14.70}{13.90} = 1.05 < 2$ , cumple; y
- III.  $\frac{H}{A} = \frac{10.50}{13.90} = 0.75 < 1.5$ ,  $H = 10.50 < 13$ , cumple sin reducción de resistencia a fuerza cortante.

Del Anexo 1, el cortante basal es  $V = 117.12 t$ , lo que implica  $V_u = 1.1(117.12) = 128.83 t$ .

Con el método simplificado, la fuerza cortante resistente del entrepiso se calcula como la suma de las resistencias de todos los muros alineados en la dirección considerada. Si se considera constante el esfuerzo cortante resistente de todos los muros, la resistencia resulta

$$V_R = F_R (\sum A_T F_i) v_R$$

donde:

$$v_R = (0.5 v^* + 0.3 \sigma) \leq 1.5 v^*$$

$$\sigma = \frac{W_S}{A_{T_{\text{muros}}}} = \frac{585580}{136680} = 4.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

por lo que

$$v_R = [0.5(5) + 0.3(4.28)] = 3.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$1.5 v^* = 1.5(5) = 7.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > v_R$$

$$F_R = 0.7$$

De donde la resistencia se calcula como sigue:

$$V_R = 0.7 \cdot \sum A_T \cdot v_R = 0.7(3.78) \sum A_T$$

$$V_R = 2.65 \sum A_T$$

y se realizan los cálculos en la tabla siguiente:

Dirección X			Dirección Y		
Muro	L, m	Resistencia, t	Muro	L, m	Resistencia, t
1	1.30	4.13	22	13.90	44.20
2	3.50	11.13	23	2.30	7.31
3	3.50	11.13	24	0.80	2.54
4	1.30	4.13	25	2.10	6.68
5	1.40	4.45	26	4.30	13.67
6	0.50	1.59	27	1.10	3.50
7	0.50	1.59	28	0.50	1.59
8	1.40	4.45	29	8.70	27.67
9	7.00	22.26	30	1.10	3.50
10	2.70	8.59	31	0.50	1.59
11	2.70	8.59	32	4.30	13.67
12	2.70	8.59	33	2.30	7.31
13	2.70	8.59	34	0.80	2.54
14	3.40	10.81	35	2.10	6.68
15	3.40	10.81	36	13.90	44.20
16	1.70	5.41		Suma	186.67
17	1.70	5.41			
18	3.40	10.81			
19	3.40	10.81			
20	3.40	10.81			
21	3.40	10.81			
	Suma	174.90			

$$V_{RX} = 174.90 \text{ t} \quad V_{RY} = 186.67 \text{ t} \quad V_u = 128.83 \text{ t}$$

Tabla VI.5. Comparación de Resistencia y Carga Actuante Lateral en Muros.

Finalmente, podemos ver que la suma de los valores resistentes es mayor que el valor del cortante último, por lo que se concluye que la estructuración a base de Muros de Carga de Mampostería es capaz de soportar las solicitaciones originadas por Cargas Verticales y Sísmicas.

---

---

## VI.2. Apéndice sobre Planta Baja

Lo que se pretende en este subcapítulo, es analizar la Planta Baja utilizando un concepto mencionado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-95), denominado 'Apéndices'.

Se trata de llegar de alguna manera a un diseño más conservador ante los eventos sísmicos que bien sabemos son de ocurrencia frecuente en nuestro país y de mayor importancia en la Ciudad de México por las consecuencias que ya todos conocemos.

Las NTCS-95 en el punto 8.4 mencionan a la letra lo siguiente:

### "Apéndices

Para valorar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por  $1 + 4 \frac{c'}{c}$  donde  $c'$  es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento

cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción, y sin afectarlo por el factor reductivo  $Q$  o  $Q'$ . Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan."

El modelo propuesto es el mostrado en la Figura VI.9, en base a la que se realiza un procedimiento de análisis aplicando el incremento recomendado por las NTCS-95, sobre las fuerzas sísmicas que han de afectar a la estructura.



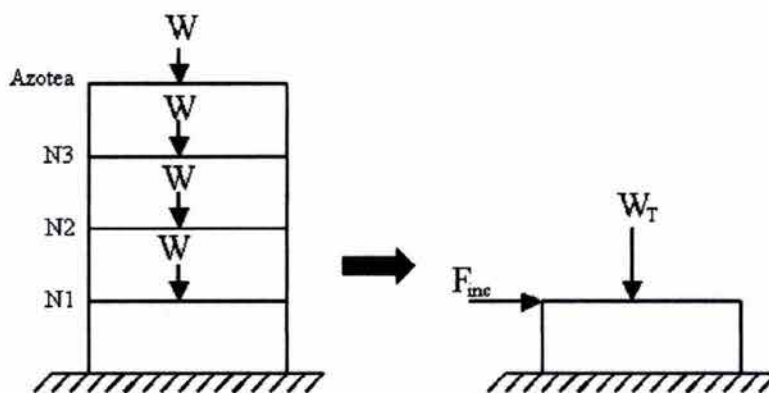


Figura VI.9. Modelo de análisis para el Apéndice sobre Planta Baja.

Como se ha mencionado anteriormente, la finalidad de este análisis es ser más conservadores pero a la vez visualizar el comportamiento de la estructura de otra manera como lo es en este caso en forma de un apéndice. Sabemos que las características de los desplazamientos durante eventos sísmicos de edificios a base de Muros Estructurales y de Marcos en todos sus niveles, se puede esquematizar respectivamente, como sigue:

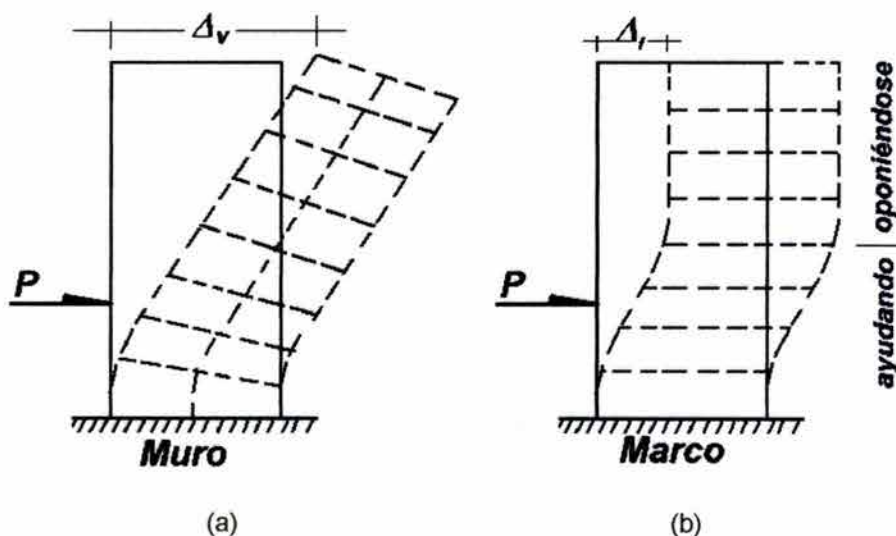


Figura VI.10. Idealización del desplazamiento de edificios a base de Muros Estructurales (a) y a base de Muros de Carga (b).

En base a lo anterior, es notorio que la parte del edificio que debe tener un comportamiento adecuado ante la ocurrencia de los sismos es la Planta Baja, razón por la cual se analizará el edificio en cuestión como un "Apéndice sobre Planta Baja" desarrollado a continuación.

### VI.2.1 Cargas de análisis

El peso del edificio hasta el Nivel N1 es:

Azotea	104.90 t
N3	140.34 t
N3	140.34 t
N1	200.00 t
	$W_T = 585.58 t$

calculado para las condiciones de sismo ( $CV_a$ ) y considerando el peso propio del nivel N1. La fuerza sísmica está dada por

$$F_i = \frac{c}{Q} \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} W_T$$

la cual tomando las consideraciones del reglamento para el caso de los apéndices queda afectada como sigue:

$$F_{inc} = f F_i$$

donde:

$$f = 1 + 4 \frac{c'}{c}$$

con

$$c' = \frac{h_i}{\sum W_i H_i} \sum W_i \frac{c_0}{Q}$$

que para el caso de un solo nivel se simplifica como

$$c' = \frac{c_0}{Q} = \frac{0.4}{2} = 0.2$$

por lo que

$$f = 1 + 4 \left( \frac{0.2}{0.4} \right) = 3$$

finalmente

$$F_{inc} = 3 F_i = 3(117.12) = 351.36 t$$

con lo cual para las 16 uniones Trabe-Columna, la fuerza sísmica será de  $F = 21.96 t$  llegando a los resultados presentados en la Tabla VI.6 para la columna COL1, y presentando la corrida completa en el Anexo 3.

En este caso podemos ver directamente que el incremento en la fuerza sísmica fue del 300%, un poco mayor al considerado en VI.1.3 de 275%.

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL1	SIS01						
	0.0	-4.5	20.9	3.1	0.0	7.1	33.5
	1.5	-3.9	20.9	3.1	0.0	2.5	2.1
	3.0	-3.4	20.9	3.1	0.0	-2.2	-29.3
COL1	SIS02						
	0.0	-9.6	21.0	-9.1	0.0	-12.7	33.5
	1.5	-9.0	21.0	-9.1	0.0	0.9	2.1
	3.0	-8.5	21.0	-9.1	0.0	14.6	-29.3
COL1	SIS03						
	0.0	-31.7	-20.8	3.1	0.0	7.2	-33.3
	1.5	-31.1	-20.8	3.1	0.0	2.5	-2.1
	3.0	-30.6	-20.8	3.1	0.0	-2.2	29.1
COL1	SIS04						
	0.0	-36.8	-20.8	-9.1	0.0	-12.7	-33.3
	1.5	-36.2	-20.8	-9.1	0.0	0.9	-2.1
	3.0	-35.7	-20.8	-9.1	0.0	14.5	29.1
COL1	SIS05						
	0.0	-8.1	6.3	17.3	0.0	30.3	10.1
	1.5	-7.5	6.3	17.3	0.0	4.3	0.6
	3.0	-6.9	6.3	17.3	0.0	-21.7	-8.9
COL1	SIS06						
	0.0	-25.1	6.3	-23.3	0.0	-35.8	10.1
	1.5	-24.5	6.3	-23.3	0.0	-0.8	0.6
	3.0	-23.9	6.3	-23.3	0.0	34.1	-8.9
COL1	SIS07						
	0.0	-16.2	-6.2	17.4	0.0	30.3	-10.0
	1.5	-15.7	-6.2	17.4	0.0	4.3	-0.6
	3.0	-15.1	-6.2	17.4	0.0	-21.8	8.7
COL1	SIS08						
	0.0	-33.2	-6.2	-23.3	0.0	-35.8	-9.9
	1.5	-32.7	-6.2	-23.3	0.0	-0.9	-0.6
	3.0	-32.1	-6.2	-23.3	0.0	34.1	8.6

Tabla VI.6. Resumen de resultados para la Columna COL1.

### VI.2.2. Interpretación de resultados

Análogo a lo que se presentó en el punto VI.1.3.1 se tiene la siguiente figura:

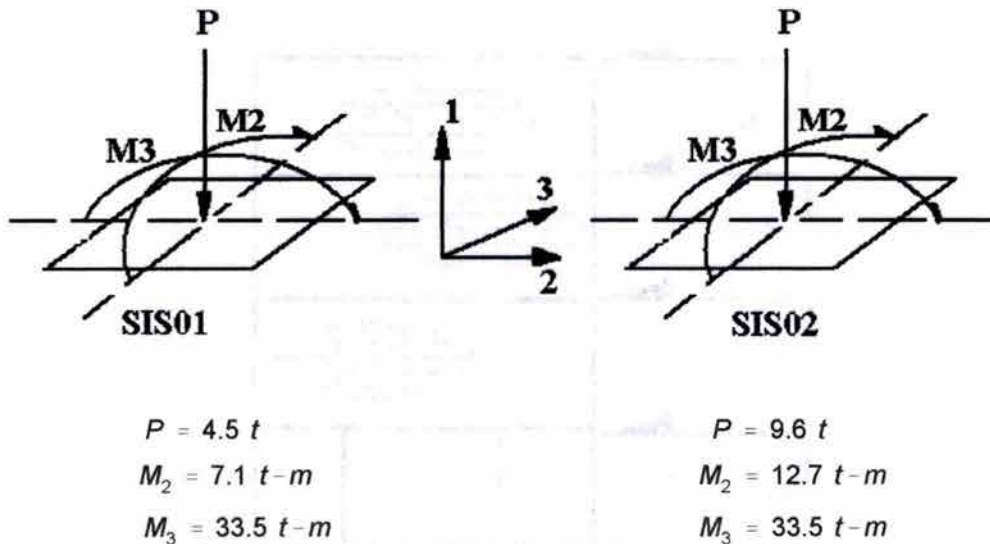


Figura VI.7. Interpretación de resultados.

### VI.3. Muros Acoplados a Planta Baja

Hasta este momento se ha revisado el edificio de proyecto sólo como un nivel, se ha simplificado la estructura a una Planta Baja con algunas consideraciones subjetivas y con omisiones importantes. Ahora nos corresponde modelar el edificio como teóricamente se podría considerar correcto, como una estructura completa, como una unidad. En este análisis encontraremos involucrados ya sea notoria o implícitamente conceptos tales como relación de rigideces, centro de masa, elementos finitos, nudo rígido, entre otros, que requerirán conocerse y tomar en cuenta, por un lado para comprender lo que realmente se hace, teniendo conciencia de que en determinado momento será parte de la vida real, como para tener una idea de cuál es el punto al que debemos llegar además de interpretar de manera correcta los resultados del modelo e intuir la mecánica de la herramienta utilizada como lo es en este caso el manejo del programa de análisis estructural SAP2000.

Durante el desarrollo de un Proyecto Estructural, muchas veces no se realiza un modelado completo de la estructura por diversas razones: inversión en el tiempo de modelado, mala interpretación de los resultados, desconocimiento de las herramientas de cálculo, etc. Por ello, se ha creído necesario modelar al Edificio de Proyecto bajo la siguiente configuración:

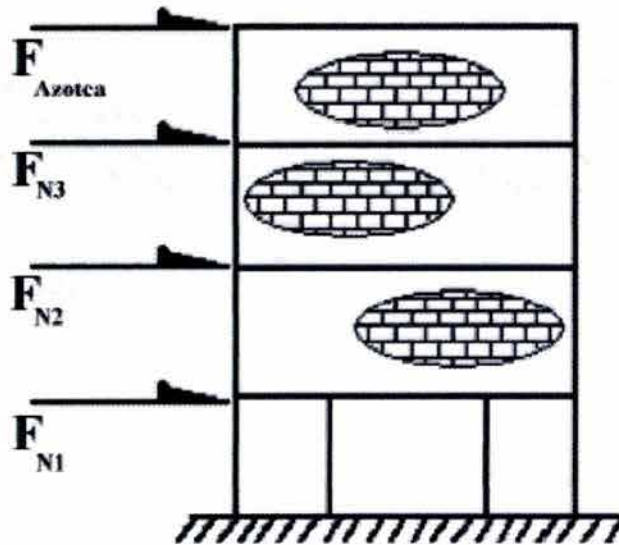


Figura VI.12. Configuración de Análisis.

Lo anterior se realizará aplicando el acoplamiento de los muros a la Planta Baja donde la fuerza  $F_i$  es la obtenida a partir de los valores de Carga Viva Accidental ( $CV_a$ ) y presentada en el Anexo 1.

---

---

### VI.3.1. Sistemas con muros

Aceptando la hipótesis de comportamiento elástico lineal, las deformaciones de un muro ante cierto sistema de cargas en su plano deberán calcularse con los métodos y teorías de la elasticidad. Además de las propiedades elásticas del material (como módulos de elasticidad, de cortante y de Poisson), hay que tomar en cuenta la magnitud y distribución de las cargas, la geometría del muro y la forma en que está apoyado. Existen soluciones analíticas para ciertos casos sencillos, y los casos de geometría o condiciones de frontera complicadas se pueden tratar con el método del elemento finito y que permite obtener soluciones numéricas con la precisión que se desee.

### VI.3.2. Método del elemento finito

En la actualidad, el método del elemento finito constituye una poderosa herramienta para el análisis de estructuras complejas como ciertos muros de composición y/o geometría complicada. Para fines prácticos, las soluciones obtenidas mediante la aplicación adecuada del método a problemas elásticos lineales pueden considerarse como exactas.

Básicamente, la aplicación del método en cuestión consiste en dividir la estructura en subregiones denominadas 'elementos finitos', dentro de las cuales se prescribe la forma en que varían los desplazamientos en función de los valores correspondientes a ciertos puntos denominados nudos. Con base en las leyes constitutivas del material (esto es, en las relaciones que existen entre esfuerzos y deformaciones, por ejemplo, la ley de Hooke), en la función adoptada para prescribir los desplazamientos, y en las relaciones entre las deformaciones unitarias y desplazamientos, se determina la matriz de rigideces de cada elemento, usando, por ejemplo, el principio de trabajo virtual, metodología de análisis que realizan internamente los programas de análisis estructural.

Respecto al modelado de muros en el programa SAP2000, es de gran importancia la forma en que están apoyados en los elementos de soporte. En la Figura VI.13 se puede ver la conexión que existe entre los elementos de borde hablando de un solo tablero ya sea muro o losa. Si hablamos de un muro de mampostería, sabemos que en la realidad se encuentra confinado por castillos y dadas razón por la cual estos mismos elementos son sus apoyos fungiendo como apoyo libre, apoyo fijo, empotramiento o nudo libre.

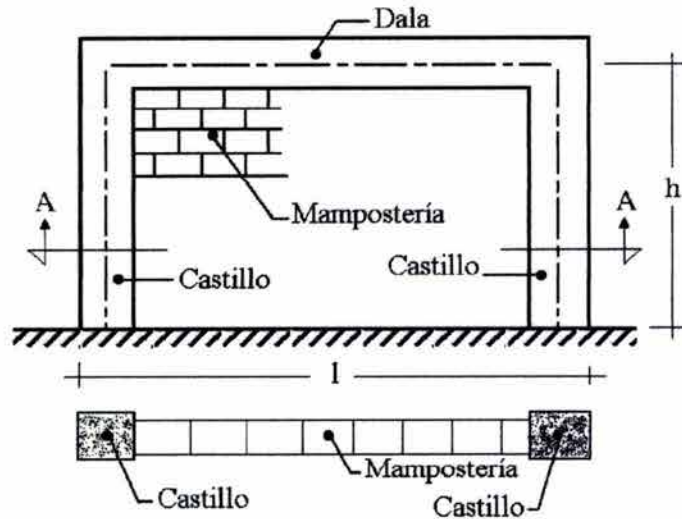


Figura VI.13. Conexión entre mampostería y elementos de borde.

En el caso del modelado, si consideramos al muro como un solo tablero, por la forma de definir los elementos en el programa SAP2000, estaría apoyado sólo en cuatro puntos, los que delimitan al muro, consideración muy burda por concentrar los esfuerzos sólo en esos puntos, razón por la cual se recurre a la modelación del muro como una malla formada por pequeños tableros como se ilustra en la Figura VI.14.

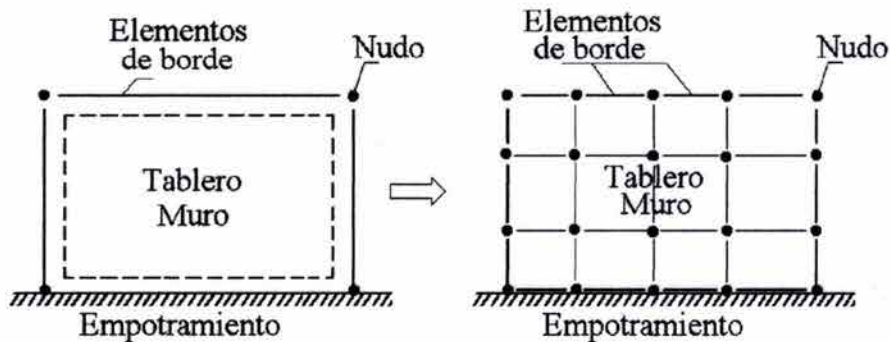


Figura VI.14. Partición de muros para distribución de apoyos y esfuerzos.

Lo anterior es justificable sólo para la transmisión de esfuerzos del muro como consecuencia de su interacción con los elementos de borde y finalmente en toda la estructura.

### VI.3.3. Muros confinados por marcos

El caso de tableros de muros de mampostería confinados por marcos y sujetos a cargas laterales, ha sido objeto de numerosas investigaciones experimentales y analíticas. Se ha reconocido que inicialmente el tablero y el marco trabajan monolíticamente como una sola unidad en la cual son importantes las deformaciones por flexión y por cortante. Bastan sin embargo, cargas laterales relativamente pequeñas para que el tablero y el marco se separen en esquinas opuestas, de modo que el primero se apoya sobre el segundo en la forma en que se indica en la Figura VI.15. Se producen fuerzas axiales en vigas y columnas así como momentos y cortantes en las mismas. Los momentos son de poca importancia dado que las fuerzas de interacción se desarrollan en la proximidad de los nudos. las fuerzas cortantes, por el contrario, son de consideración. En el tablero aparecen fuerzas de compresión diagonal que pueden producir fallas por compresión en las esquinas en contacto con el marco. En la dirección de la otra diagonal aparecen esfuerzos de tensión en la mampostería que pueden ocasionar agrietamiento diagonal del muro.

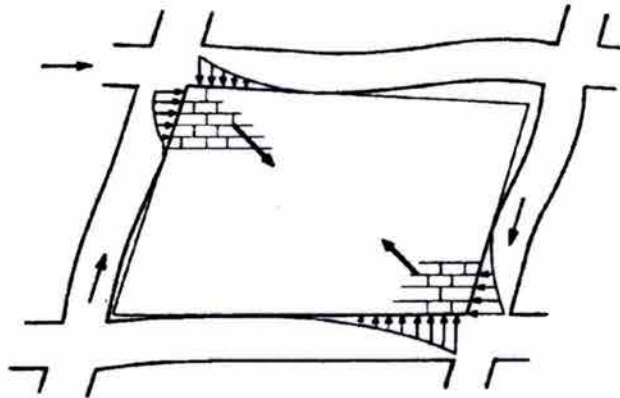


Figura VI.15. Muro de mampostería confinado por un marco.

Con base en lo antes mencionado, se aprecia la importancia que tiene el cortante en los muros, razón por la cual el correcto modelado de los mismos, se basará en el concepto del elemento finito.

### VI.3.4. Cargas de Análisis

Para el caso de análisis por Carga Vertical se utilizarán algunos de los resultados generados en VI.1 y VI.2 por lo cual se omiten estos cálculos, así como para el caso de análisis por Carga Lateral (Sismo) tomados análogamente de resultados anteriores.



### VI.3.5. Reticula de Análisis

En la Figura VI.2, se mostró la disposición de dalas y castillos en planta, misma que se respetó en el desarrollo del modelo para este caso. Cabe mencionar que los muros han sido considerados de 12 *cm* de espesor y confinados por dalas (12 × 24 *cm*) y castillos (12 × 12 *cm*).

Resumiendo parte de la información antes presentada se tiene:

Elemento	Dimensiones
Columnas	40 × 40 <i>cm</i>
Trabes	30 × 70 <i>cm</i>
Muros	12 <i>cm</i>
Castillos	12 × 12 <i>cm</i>
Dalas	12 × 24 <i>cm</i>
Losas	10 <i>cm</i>

Tabla VI.7. Dimensiones de los elementos.

En el caso de los pesos para el caso de Carga Vertical:

Concepto	Peso, t
Peso de muros por nivel	51.26
Peso de la losa de azotea	83.20
Peso de la losa de entrepiso	104.78
Peso de trabes	7822
Peso de columnas	1413
Peso total	64367

Tabla VI.8. Pesos involucrados en Carga Vertical.

Del mismo modo para el cálculo de la fuerza sísmica, los pesos considerados son:

Concepto	Peso, t
Peso de muros por nivel	51.26
Peso de la losa de azotea	79.27
Peso de la losa de entrepiso	89.08
Peso de trabes	78.22
Peso de columnas	14.13
Peso total	592.64

Tabla VI.9. Pesos involucrados en Carga Lateral.

de donde las fuerzas sísmicas serán:

$$F_{azotea} = 35.87 \text{ t}$$

$$F_{N3} = 36.57 \text{ t}$$

$$F_{N2} = 25.14 \text{ t}$$

$$F_{N1} = 19.54 \text{ t}$$

Lo que nos lleva a un cortante basal

$$V = 117.12 \text{ t}$$

A continuación se presentan los resultados para la columna COL1, dejando al lector la consulta de algunos resultados en el Anexo 4.

FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL1	WVERT						
	0.0	-16.1	-0.3	-0.5	0.0	-0.5	-0.3
	1.5	-16.1	-0.3	-0.5	0.0	0.3	0.2
	3.0	-16.1	-0.3	-0.5	0.0	1.1	0.7
COL1	SIS01						
	0.0	-5.4	6.5	1.8	0.0	3.2	10.6
	1.5	-5.4	6.5	1.8	0.0	0.4	0.8
	3.0	-5.4	6.5	1.8	0.0	-2.4	-9.0
COL1	SIS02						
	0.0	-13.5	6.5	-2.4	0.0	-3.5	10.6
	1.5	-13.5	6.5	-2.4	0.0	0.0	0.8
	3.0	-13.5	6.5	-2.4	0.0	3.6	-9.0
COL1	SIS03						
	0.0	-15.8	-7.1	1.4	0.1	2.6	-11.2
	1.5	-15.8	-7.1	1.4	0.1	0.5	-0.5
	3.0	-15.8	-7.1	1.4	0.1	-1.7	10.2
COL1	SIS04						
	0.0	-23.9	-7.1	-2.8	0.0	-4.1	-11.2
	1.5	-23.9	-7.1	-2.8	0.0	0.1	-0.5
	3.0	-23.9	-7.1	-2.8	0.0	4.3	10.2
COL1	SIS05						
	0.0	0.4	1.7	6.6	0.0	10.8	3.0
	1.5	0.4	1.7	6.6	0.0	0.9	0.4
	3.0	0.4	1.7	6.6	0.0	-9.1	-2.2
COL1	SIS06						
	0.0	-26.5	1.8	-7.4	0.0	-11.5	3.0
	1.5	-26.5	1.8	-7.4	0.0	-0.4	0.4
	3.0	-26.5	1.8	-7.4	0.0	10.8	-2.3
COL1	SIS07						
	0.0	-2.7	-2.4	6.5	0.0	10.6	-3.6
	1.5	-2.7	-2.4	6.5	0.0	0.9	0.0
	3.0	-2.7	-2.4	6.5	0.0	-8.9	3.5
COL1	SIS08						
	0.0	-29.7	-2.3	-7.6	0.0	-11.7	-3.5
	1.5	-29.7	-2.3	-7.6	0.0	-0.4	0.0
	3.0	-29.7	-2.3	-7.6	0.0	11.0	3.5

Tabla VI.10. Resumen de resultados para la columna COL1.

### VI.3.6. Interpretación de resultados

Para el caso de las columnas, la interpretación de resultados se realiza tal y como se explicó en VI.1.3.1 y VI.2.2 llegando ahora a la siguiente presentación de resultados:

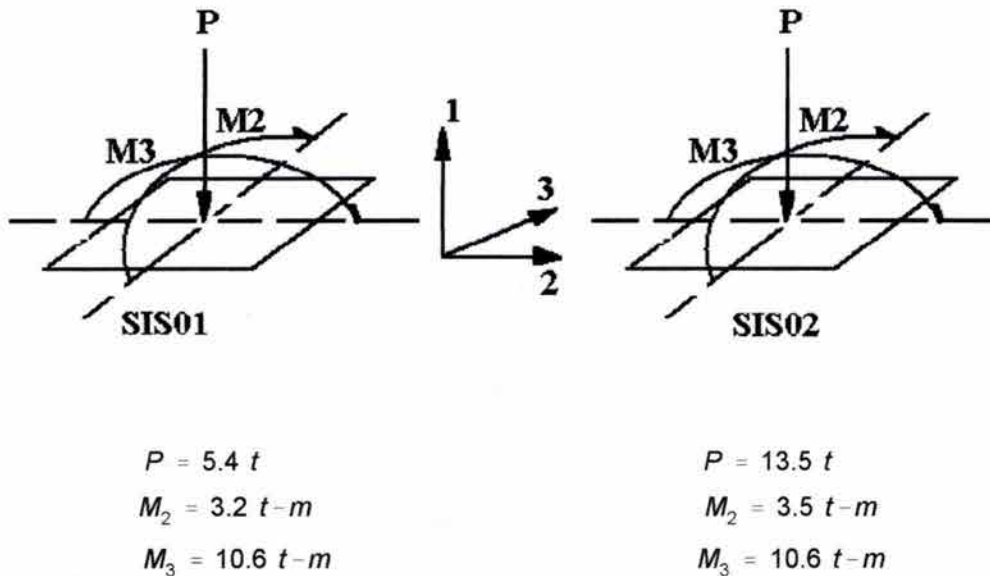


Figura VI.16. Interpretación de resultados.

En el caso de los muros, existe mayor dificultad en la interpretación de resultados. Esto se debe a la cantidad que se genera de los mismos como consecuencia de las combinaciones de carga y al empleo del elemento finito entre otros. La interpretación de resultados trasciende cuando se trata de diseñar los elementos estructurales pero observando a priori lo lógico y razonable de los valores obtenidos.

Para fines ilustrativos, en la Tabla VI.11, se muestran los resultados del muro 20 de acuerdo a la Figura VI.8 para el elemento "shell 1945" de acuerdo a la partición siguiente:

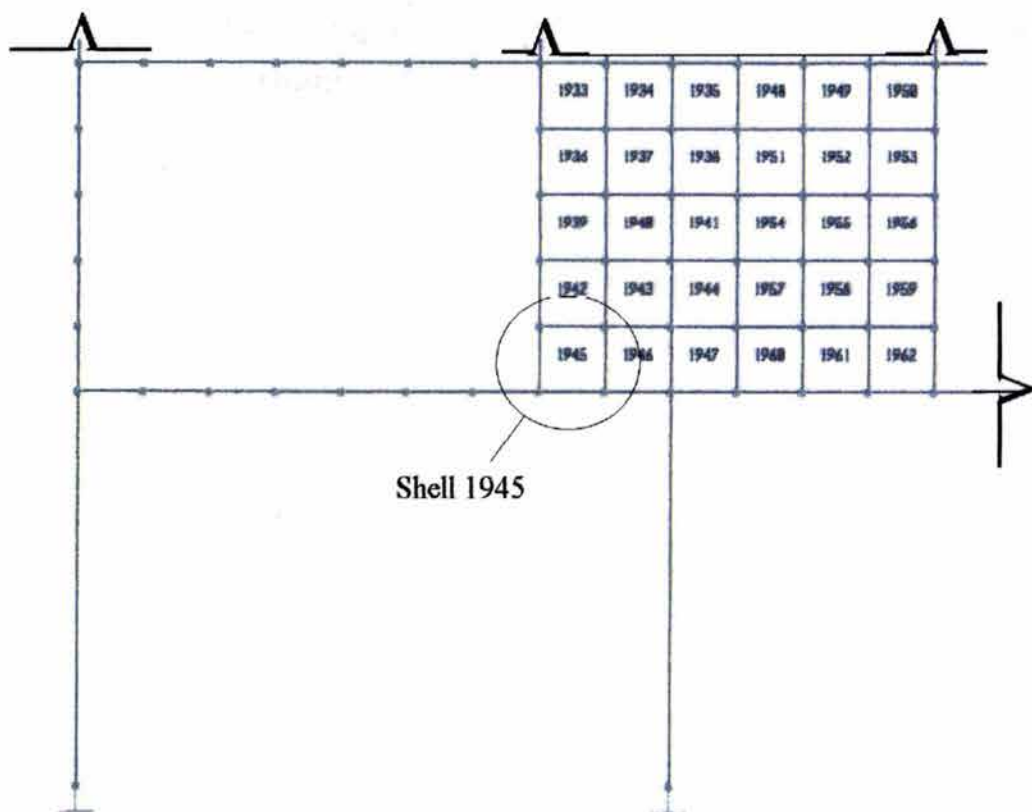


Figura VI.17. Partición del muro 20 en el Plano Y=0.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
SHELL ELEMENT RESULTANTS										
SHELL	LOAD	JOINT	F11	F22	F12	M11	M22	M12	V13	V23
1945	VVERT	1999	-0.9	-2.0	1.7	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
		45	0.0	-1.7	-2.5	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2
		1832	0.6	0.2	-1.6	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
		2000	-0.3	-0.1	2.6	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
1945	SIS01	1999	1.9	7.6	6.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		45	4.6	8.4	0.2	0.0	0.2	0.0	0.0	0.1
		1832	1.6	-1.5	-1.6	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0
		2000	-1.1	-2.3	4.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
1945	SIS02	1999	1.9	8.2	6.1	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
		45	5.1	9.1	0.4	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		1832	1.9	-1.5	-1.5	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1
		2000	-1.3	-2.4	4.3	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
1945	SIS03	1999	-3.5	-12.1	-3.1	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.3
		45	-5.2	-12.6	-5.0	0.1	0.2	0.0	0.2	0.3
		1832	-0.9	1.8	-1.5	0.0	0.1	0.0	0.2	-0.1
		2000	0.8	2.3	0.5	0.0	0.1	0.0	-0.1	-0.1
1945	SIS04	1999	-3.5	-11.5	-2.9	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.3
		45	-4.7	-11.9	-4.8	0.1	0.2	0.0	0.2	0.3
		1832	-0.6	1.9	-1.4	0.0	0.1	0.0	0.2	0.0
		2000	0.6	2.2	0.5	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
1945	SIS05	1999	-0.1	0.0	2.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		45	0.6	0.2	-1.9	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		1832	0.4	-0.3	-1.7	0.0	0.1	0.0	0.0	-0.1
		2000	-0.2	-0.5	2.8	0.0	0.1	0.0	0.0	-0.1
1945	SIS06	1999	0.0	2.0	3.1	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
		45	2.2	2.7	-1.2	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2
		1832	1.4	-0.3	-1.3	0.0	0.2	0.0	0.1	0.2
		2000	-0.8	-0.9	3.0	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
1945	SIS07	1999	-1.7	-5.9	-0.1	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
		45	-2.4	-6.1	-3.4	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2
		1832	-0.3	0.6	-1.6	0.0	0.1	0.0	0.1	-0.1
		2000	0.3	0.8	1.7	0.0	0.1	0.0	-0.1	-0.1
1945	SIS08	1999	-1.6	-3.9	0.4	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.3
		45	-0.7	-3.6	-2.8	0.1	0.2	0.0	0.1	0.3
		1832	0.6	0.7	-1.3	0.0	0.2	0.0	0.1	0.1
		2000	-0.3	0.4	1.9	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1

Tabla VI.11. Resultados del elemento finito 1945.

---

---

En la columna (1), se define al elemento finito para el que se obtuvieron los resultados de acuerdo a las combinaciones de carga de la columna (2). Debido a que el tablero está definido por cuatro puntos, estos nodos se consignan en la columna (3) siendo los puntos en donde convergen las fuerzas cortantes. Las columnas (4) y (5) se refieren a las fuerzas axiales que obran en los planos referidos por los subíndices así como sus direcciones. Por ejemplo, la fuerza axial  $F_{11}$  se interpreta como la fuerza  $F$  normal al plano "1" en dirección del eje "1", interpretación análoga para los cortantes de las columnas (6), (10) y (11) siendo  $V_{13}$  y  $V_{23}$  los cortantes referidos a la rotación del nudo. Los momentos de las columnas (7), (8) y (9), se interpretan de manera distinta a las columnas por lo que se remite al lector a consultar los tutoriales de SAP2000 en el capítulo IV de los mismos por ser un punto fuera de este trabajo.

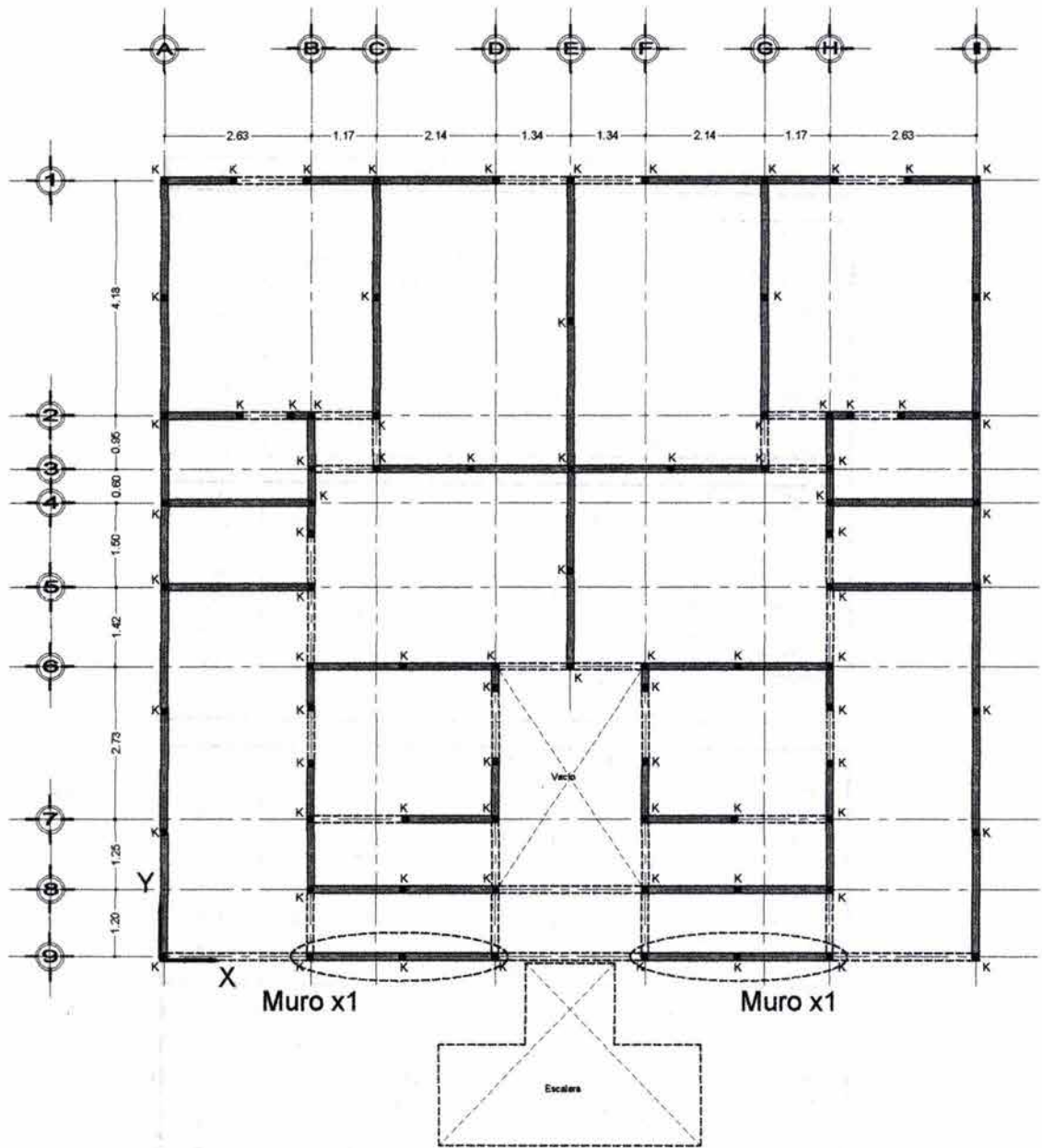
En la Tabla VI.12, se presentan los resultados simplificados por grupos, siendo una segunda manera de obtener los resultados a conveniencia de quien utilice el programa de análisis estructural. Los grupos mencionados se han elegido en función de la interpretación de las gráficas generadas por SAP2000 y en base a los valores considerados como críticos en el Anexo 4, se ilustran a su vez en planta (Figura VI.18) y en elevación (Figura VI.19).

Los resultados presentados en la siguiente tabla son más sencillos de interpretar, pues en la columna (1) se aprecia la combinación de análisis que genera las fuerzas cortantes en las distintas direcciones de los ejes globales "x" y "y" mostrados en las columnas (2) y (3) respectivamente. Los muros soportan una carga vertical F-Z (Columna (4)) actuando en toda su longitud y soportando a su vez momentos alrededor de los ejes "x", "y" y "z" contenidos en las columnas (5), (6) y (7) respectivamente. Estos resultados son de utilidad para el diseño de los armados de los elementos, tomando en cuenta los factores de carga apropiados pues se han generado en condiciones de servicio.

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
LOAD	F-X	F-Y	F-Z	M-X	M-Y	M-Z	
Y0-01 (Sum at X=8 Y=0 Z=3)							
WVERT	0.0	0.8	22.9	-1.1	0.1	0.0	
SIS01	-7.4	0.7	20.6	-1.0	-19.4	0.1	
SIS02	-7.4	0.7	21.0	-1.0	-19.4	0.1	
SIS03	7.4	0.7	20.6	-1.0	19.6	-0.1	
SIS04	7.4	0.7	21.0	-1.0	19.6	-0.1	
SIS05	-2.2	0.8	20.3	-1.0	-5.8	0.0	
SIS06	-2.2	0.7	21.4	-0.9	-5.8	0.0	
SIS07	2.2	0.8	20.3	-1.0	5.9	0.0	
SIS08	2.2	0.7	21.4	-0.9	5.9	0.0	
Y0-02 (Sum at X=8 Y=0 Z=3.5)							
WVERT	0.0	0.8	22.9	-0.7	0.1	0.0	
SIS01	-7.4	0.7	20.6	-0.6	-15.7	0.1	
SIS02	-7.4	0.7	21.0	-0.6	-15.7	0.1	
SIS03	7.4	0.7	20.6	-0.6	15.9	-0.1	
SIS04	7.4	0.7	21.0	-0.6	15.9	-0.1	
SIS05	-2.2	0.8	20.3	-0.7	-4.7	0.0	
SIS06	-2.2	0.7	21.4	-0.6	-4.7	0.0	
SIS07	2.2	0.8	20.3	-0.7	4.8	0.0	
SIS08	2.2	0.7	21.4	-0.6	4.8	0.0	
X16-01 (Sum at X=16 Y=7 Z=3)							
WVERT	-2.3	4.2	56.6	-24.4	-2.3	-0.2	
SIS01	-1.9	-7.8	67.9	27.4	-1.9	-1.0	
SIS02	-1.9	10.2	70.8	-39.2	-1.8	-0.9	
SIS03	-2.2	-2.7	32.1	-5.3	-2.2	0.5	
SIS04	-2.2	15.4	35.0	-71.9	-2.1	0.7	
SIS05	-2.0	-27.1	52.0	93.7	-2.0	-0.7	
SIS06	-2.0	33.1	61.6	-128.4	-1.9	-0.1	
SIS07	-2.1	-25.6	41.3	83.9	-2.1	-0.2	
SIS08	-2.1	34.6	50.9	-138.2	-2.0	0.3	
X16-02 (Sum at X=16 Y=7 Z=3.5)							
WVERT	-1.7	4.0	53.2	-22.4	-1.3	-1.7	
SIS01	-1.6	-8.0	63.2	23.8	-1.1	-1.6	
SIS02	-1.6	10.1	65.7	-35.7	-1.1	-1.5	
SIS03	-1.4	-2.8	31.1	-5.0	-1.1	-1.4	
SIS04	-1.4	15.3	33.6	-64.5	-1.1	-1.3	
SIS05	-1.5	-27.3	48.9	83.1	-1.1	-1.7	
SIS06	-1.5	33.1	57.5	-115.2	-1.1	-1.3	
SIS07	-1.5	-25.7	39.3	74.5	-1.1	-1.6	
SIS08	-1.4	34.6	47.9	-123.9	-1.1	-1.2	

Tabla VI.12. Resultados por grupos de elementos mecánicos en muros.





## Planta Tipo

Figura VI.18. Ubicación en planta de grupos de muros.

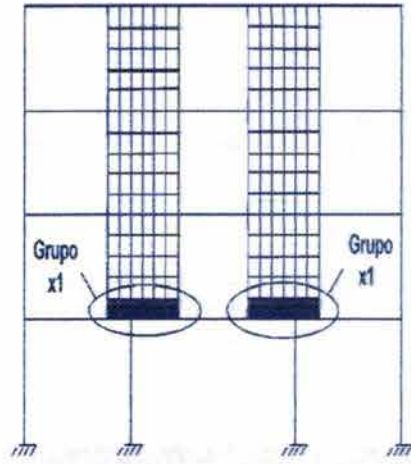


Figura VI.19. Ubicación en elevación del grupo x1.

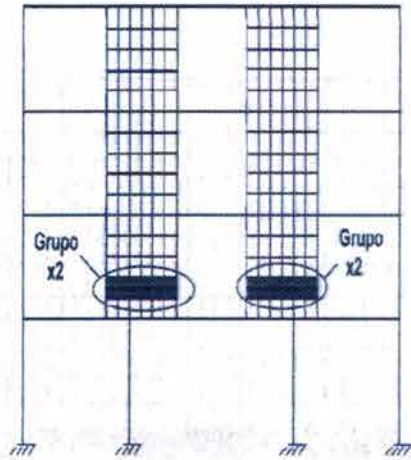


Figura VI.20. Ubicación en elevación del grupo x2.

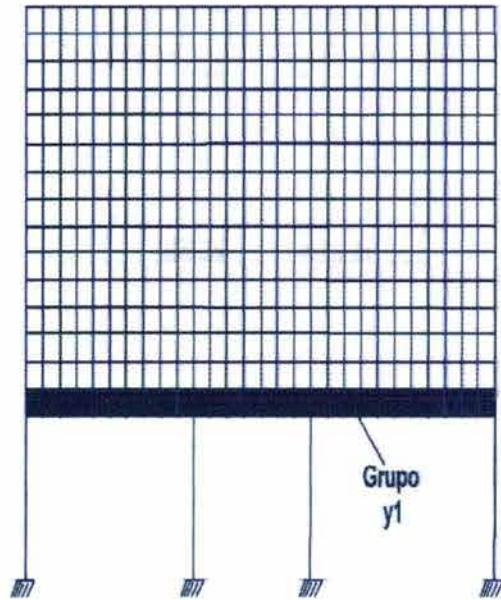


Figura VI.21. Ubicación en elevación del grupo y1.

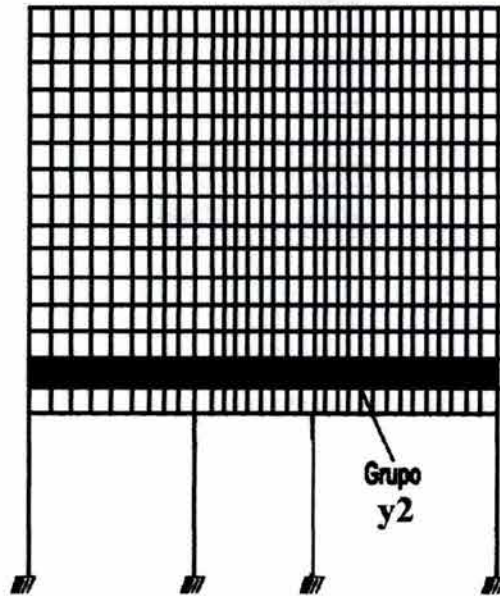


Figura VI.22. Ubicación en elevación del grupo y2.

---

---

Realizando una primera comparación de los elementos mecánicos de las columnas para los modelos VI.1 y VI.2 con el modelo VI.3, se puede observar una reducción significativa de las magnitudes de los primeros dos en comparación con las del tercero. Esto se debe a que la distribución de cargas se lleva cabo de manera interna en el programa de análisis estructural SAP2000, de ahí la importancia de conocer el funcionamiento de las herramientas de diseño para poder interpretar el proceso de la información que se realiza en función de la rigidez de los elementos. Esta distribución interna de las descargas, es a consecuencia de la manera en que fue creado el modelo para el caso VI.3, donde los tableros definidos como losas fueron cargados con una densidad de  $0.534 \frac{t}{m^2}$  en entrepisos y  $0.424 \frac{t}{m^2}$  en azotea para la

condición de carga vertical, mientras que para la condición de sismo, las densidades fueron de  $0.424 \frac{t}{m^2}$  en entrepisos y  $0.404 \frac{t}{m^2}$  en azotea.

Por otro lado, la fuerza que se aplicó en los modelos VI.1 y VI.2 fue incrementada en 275% y 300% respectivamente, de acuerdo al caso estudio que se estaba presentando, por lo que los elementos mecánicos de las columnas en estos modelos resultaron mayores a los del edificio modelado en su totalidad.

El cortante basal para el modelo utilizado en VI.3 fue de  $V = 117.12 t$ , mientras que para el modelo VI.1 fue de  $V = 322.08 t$  y de  $V = 351.36 t$  para el modelo VI.2.

Para la aplicación del sismo estático, se utilizaron los resultados del Anexo 1, aplicando las fuerzas sísmicas a los centros de masa de cada nivel, que coincidió por la geometría del edificio, con los centros geométricos de cada nivel.

A pesar de que se pudiera creer en la independencia del comportamiento entre los muros, dalas, castillos y trabes, ésta no se da debido a que los tableros de muros formados por elementos finitos, presentaban continuidad entre sí por estar ligados a los elementos de borde en todo su perímetro, definido así el modelo para garantizar la correcta transmisión de los esfuerzos. Esta es una de las situaciones que provocaron que los muros presentaran un comportamiento análogo a tener trabes muy peraltadas en comparación con los modelos VI.1 y VI.2 donde se realizó la bajada de cargas hasta el nivel de Planta Baja con consideraciones subjetivas respecto a su distribución en el nivel mencionado.

# **Capítulo VII**

# **CONCLUSIONES**

# **Y**

# **RECOMENDACIONES**

Se presentó el análisis de un edificio con Planta Baja Débil, modelado de tres formas distintas. El primero con una fuerza sísmica incrementada al 275% considerando 'independencia' entre la Planta Baja y los niveles arriba de ésta, el segundo con una fuerza sísmica incrementada al 300% considerando al edificio como un apéndice sobre Planta Baja y el tercero modelando al edificio completo con los muros desplantados desde la retícula de trabes y confinados por dalas y castillos, formando un diafragma rígido al definir por medio del uso del concepto del elemento finito, retículas planas idealizando el comportamiento de las losas.

## VII.1. Desplazamientos

Atendiendo a la gravedad que conllevaría un mal diseño de la Planta Baja como lo sería el colapso de la estructura, resulta conveniente realizar la revisión del edificio con por lo menos dos de los tres casos de análisis presentados en este trabajo. Esto basado en la interpretación de resultados tanto de desplazamientos de los nodos principales como en los de elementos mecánicos de las columnas, siendo los nodos 'principales', aquellos en donde se unen las trabes y las columnas.

A este respecto, se puede observar que los desplazamientos máximos de los nodos del nivel N1 son:

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Caso	UX, m	UY, m	UZ, m	$\Delta x$ , cm	$\Delta y$ , cm	$\Delta z$ , cm
VI.1	0.01040	0.01070	0.00130	2.08	2.14	0.26
VI.2	0.01140	0.01160	0.00130	2.28	2.32	0.26
VI.3	0.00370	0.00380	0.00030	0.74	0.76	0.06

Tabla VII.1. Resultados de desplazamientos máximos.

que al compararlos con el desplazamiento máximo permisible  $\Delta_{perm} = 0.012H = 0.012(300) = 3.6$  cm, se puede observar que son menores y por lo tanto sí cumplen. Es necesario hacer hincapié, en que la última palabra la tiene el diseñador estructural acerca de la expresión que ha de utilizar para el cálculo del desplazamiento  $\Delta_{perm}$ , pues es él quien decide cómo quiere que se comporte la estructura, si desea disipar energía por medio de desplazamientos, confiando en las propiedades elásticas de los materiales, o si los ha de restringir formando una base rígida siendo más conservadores pero interpretando lo mejor posible lo que al respecto mencione el Reglamento vigente.

Por otro lado, los desplazamientos presentados en la Tabla VII.1, han sido afectados por el factor  $Q = 2$  y el de conversión respectivo de metros a centímetros ( $\frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}}$ ) razón por la que se generaron las columnas (5), (6) y (7) de la misma tabla.

## VII.2. Elementos Mecánicos

En lo que respecta a los elementos mecánicos, resulta lógico comparar los resultados de los casos VI.1 y VI.2 por la similitud con que fueron modelados y tomarlos como un parámetro representativo para decidir el tipo de armado que tendrán las columnas a pesar de que se presentaron los elementos mecánicos de una sola columna y se puede ver que, con una revisión minuciosa de las mismas, los elementos mecánicos son del mismo orden de valores.

No ocurre lo mismo en la comparación de los elementos mecánicos de los casos VI.1 y VI.2 con el caso VI.3, pues ha ocurrido una redistribución de esfuerzos en toda la estructura debido a la participación y la forma en que se definieron los muros de mampostería, además de que las fuerzas sísmicas se han aplicado en los distintos niveles, razón por la cual se puede ver que los valores disminuyen respecto a los anteriores.

## VII.3. Comportamiento

Con estos argumentos, podemos decir que los efectos de una Planta Baja Débil, se pueden mitigar realizando un modelo más apegado al comportamiento que tendrá la estructura en la realidad, a pesar de lo que los programas de cálculo estructural puedan realizar de manera teórica con una estructura completa. En este caso, la herramienta utilizada (SAP2000), nos ha servido para modelar una estructura aplicando tres conceptos interesantes y sobre todo relevantes:

- ✓ Una Planta Baja con fuerzas sísmicas incrementadas, basado en la transmisión de una fuerza sísmica al nivel de estudio pero con un incremento significativo;
- ✓ Una Planta Baja considerando un comportamiento análogo al de un apéndice pero sobre Planta Baja; y
- ✓ Una estructura completa para provocar la interacción de todos los elementos estructurales en el modelo y aprovechar las herramientas de cálculo para con ello llegar a una estructura que ha de comportarse como realmente el Ingeniero Estructurista lo ha deseado.

---

---

De los resultados presentados en este capítulo, se puede recomendar lo siguiente:

- ✓ Se puede realizar un "prediseño", utilizando los resultados de la parte VI.1.3 de éste trabajo, ésto debido a que no se puede justificar el que se esté transmitiendo de manera correcta la fuerza sísmica obtenida del análisis estático, cuando falta por considerar el momento originado por el par de transporte no tomado en cuenta en el punto mencionado.
- ✓ Es recomendable realizar la revisión de los muros de carga, ante la acción de las fuerzas sísmicas y de cargas verticales, como se ha presentado en VI.1.4. Ésta es una revisión general de la capacidad, tanto a compresión del material con que se han de construir los muros de carga, así como de su capacidad en conjunto de resistir los efectos de las fuerzas horizontales generadas durante algún evento sísmico.
- ✓ El diseño de la Planta Baja, se puede llevar a cabo de manera conservadora, utilizando el concepto recomendado por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal denominado "Apéndices" presentado en el subcapítulo VI.2, pues con ello se obtiene un factor que incrementa las fuerzas sísmicas de manera considerable (en este caso 300%) en comparación con las obtenidas de un análisis estático común.
- ✓ Debido a la forma en que fueron aplicadas las cargas de diseño en los tableros definidos como losa (sistema de piso), y aprovechando la aplicación del concepto del "Elemento Finito" para garantizar la correcta distribución de esfuerzos entre los elementos estructurales, es recomendable utilizar los resultados del subcapítulo VI.3, para el diseño de las trabes que forman la retícula en el nivel N1, así como para revisar la necesidad de incluir refuerzo longitudinal en los muros desplantados desde éste nivel. Análisis que quedan fuera del alcance del presente trabajo.

Por lo anterior, el tema de la Planta Baja Débil, debe tratarse con seriedad, tener conciencia de las responsabilidades que como Ingeniero se ha adquirido y de tener la noción para previsualizar las formas en que una estructura puede ser modelada acorde a sus características particulares.



---

---

# Referencias

---

---

"Estructuras de Concreto Reforzado"

Park, R. y Paulay, T., Editorial LIMUSA, México 1979

"Fundamentos de Ingeniería Sísmica"

Rosenblueth, E. y Newmark, N. M., Editorial Diana, México 1982.

"The seismic performance of buildings with weak first story"

Ruiz, S. E. y Diederich, R., Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 1, E.E.U.U. 1989.

"Implicaciones derivadas de las investigaciones recientes sobre estructuras de mampostería confinada en México"

Alcocer, S. M., IV Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, México 1995.

"Estado actual de la mampostería en México. La Ingeniería Civil a 10 años de los sismos de 1985."

Hernández Basilio, O., Simposio Interamericano, 1995.

"Comentarios al inciso 8.6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"

Damy Ríos, J., Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México 1988.

"Respuesta no lineal de edificios con primer piso débil ante acelerogramas de banda angosta"

Esteva Maraboto, L., Series del Instituto de Ingeniería No. 544, 1992.

"Respuesta sísmica de marcos con Planta Baja Débil diseñados con el RCDF-76 y el RCDF-93"

Ruiz, E., Ruiz, S. E. y García Jarque, F., XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México 1997.

"Efecto de la sobrerresistencia en la validez de las recomendaciones de diseño sísmico"

Varela Rivera, J. L., Ayala Milián, G., López Bátiz, O. A.

"Efectos de los muros de relleno de mampostería, con y sin huecos, en el comportamiento de marcos de concreto reforzado sometidos a cargas laterales"

Ayala, A. G., Cerón Chávez, J. E., Castillo Salazar, R. M.

"Diseño y construcción sismo-resistentes de edificios de concreto reforzado. La práctica en México después de 1985"

Meli Piralla, R., IV Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, México 1995.

"Rigidez de elementos de concreto reforzado. Método simplificado"

Hernández Basilio, O., V Congreso de Ingeniería Estructural, México 1986.

"Efectos de la incertidumbre en los parámetros de masa y rigidez de las estructuras sobre sus respuestas"

Escobar, J. A., Ayala, G., IV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, México 1984.

"Diseño y comportamiento sísmico de edificios a base de muro-marco de concreto reforzado. Aplicación a la prefabricación"

Rodríguez, M., Blandón, J. J., XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.

"Las cimentaciones en el Valle de México ante la acción sísmica"

Avelar López, R., Revista Mexicana de la Construcción, México 1985.

"Seminario IMCYC sobre evaluación y reparación de estructuras de concreto dañadas por sismos"

Rosenblueth, E., Revista IMCYC, Vol. 23, No. 176, México 1986.

"Efecto de los sismos en las construcciones"

Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

"Earthquake resistance of buildings with a `soft` first storey"

Chopra, A. K., Clough, D. P., Clough, R. W.

Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, 1973.

"Mampostería rellena"

Pérez Gómez, A., Jean Perrilliat, R., Artículo del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.

"Muros de cortante"

[www.castigliano.com/Muros4.htm](http://www.castigliano.com/Muros4.htm)

"La Ingeniería Estructural en zona sísmicas"

De Buen López Heredia, O., Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica No. 33, México 1988.

"Ingeniería Sísmica"

Sarria, A., Ediciones UNIANDES, Colombia 1990.

"Evaluación sísmica de la condición de irregularidad por piso suave de estructuras mixtas diseñadas conforme al RCDF-93"

Tena Colunga, A., XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.

"Dynamics of structures. Behavior of Multi-degree-of-freedom systems in the inelastic range"

Clough, R. W., Penzien, J., New York 1975.

"Transiciones estructurales: el piso bajo flexible. Estudio de un caso concreto"

Reboredo, A., Lema, R., UNC 1987.

"Torsión en edificios con diafragma rígido"

Flores Palacios, E., Tesis de Licenciatura.

"Resistencia al corte de muros de Hormigon sometidos a altas demandas de ductilidad"

Leiva, H. G., Tobar, R., ETAL, Proyecto FONDCYT:1950391.

"Vulnerabilidad estructural y no estructural de hospitales"

Piso débil, artículo de internet.

"Reflexiones sobre la definición y evaluación de irregularidad por piso suave de acuerdo con lo establecido por las NTCS-95 del RCDF-93 "

Tena Colunga, A., Artículo de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

"Coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  para el diseño sísmico por torsión de edificios con base flexible"

Suárez, M., Avilés, J., Artículo de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural

XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, México 2002.

"Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions"

Blume, J. A., Newmark, N. M., Corning, L. H., Portland Cement Association, 1961.

"Ductilidad y sobrerresistencia en puentes"

Castellanos Carrasco, S., Mireles Gómez, V. R., Reinoso Angulo, E.

XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.

"Manual de Diseño Sísmico de Edificios"

Bazán Zurita, E., Meli Piralla, R., Editorial LIMUSA, México 1985.

"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"

Diario Oficial de la Federación, México 1993.

"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"

Diario Oficial de la Federación, México 2004.

"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"

Diario Oficial de la Federación, México 1995.

"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería"

Diario Oficial de la Federación, México 1995.

"Comentarios y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, DDF"

Series del Instituto de Ingeniería No. ES-4, Enero 1992.

"Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"

Rosenblueth, E., Gómez, R. Series del Instituto de Ingeniería No. ES-7, Mayo 1991.

"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"

Gaceta Oficial del Distrito Federal, Febrero 1995.

---

---

# Agradecimientos

A la Facultad de Ingeniería por ser cuna de grandes Ingenieros.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por ser pilar de conocimientos para el país.

Al Ingeniero Francisco de Jesús Chacón García por la propuesta y dirección del presente trabajo, por sus comentarios y revisiones.

Al Ingeniero Fernando Monroy Miranda por su apoyo en la revisión e interpretación de resultados de los modelos de análisis estudiados así como por sus comentarios sobre los mismos.

A la Ingeniera Nayelli Manzanarez Gómez por su apoyo en la presentación del trabajo.

Al Ingeniero A. Leonardo Bañuelos Saucedo por el apoyo y las facilidades otorgadas para la terminación de este trabajo.

A la señorita Angélica Mendoza y a la Licenciada Roxana Sosa por las facilidades otorgadas para la consulta y recopilación del material con el que ha sido posible realizar este trabajo.

---

---

# ANEXO 1

## Bajada de Cargas

Las dimensiones de los elementos estructurales son los siguientes:

Columnas	40 × 40 cm
Trabes	30 × 70 cm
Losa	10 cm
Castillos	12 × 12 cm
Dala	12 × 20 cm

## Carga en losas

Carga Muerta	$\frac{kg}{m^2}$
Peso propio de losa maciza H=10 cm	240
Sobrecarga por reglamento	40
Firmes de mortero (1 cm, $2000 \frac{Kg}{m^3}$ )	20
Pisos	40
Instalaciones y plafones	24
Impermeabilizantes	20
Carga muerta de entrepiso $W_{entrepiso}$	364
Carga muerta de azotea $W_{azotea}$	384

## Carga Viva

Del artículo 199 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93) se tiene:

Concepto	$W$	$W_a$	$W_m$
Habitación	70	90	170
Azotea con pendiente >5%	5	20	40

## Cargas de diseño

$$W_{dis_{entrepiso}} = 534 \frac{kg}{m^2} \text{ para } W_{vertical}$$

$$W_{dis_{entrepiso}} = 454 \frac{kg}{m^2} \text{ para } W_{sismo}$$

$$W_{dis_{azotea}} = 424 \frac{kg}{m^2} \text{ para } W_{vertical}$$

$$W_{dis_{azotea}} = 404 \frac{kg}{m^2} \text{ para } W_{sismo}$$

## Carga lineal de traves

$$W_{TR} = A \cdot \gamma_{conc} = (30 \text{ cm})(70 \text{ cm}) \left( 2400 \frac{kg}{m^3} \right) \left( \frac{1 \text{ m}^2}{(100)^2 \text{ cm}^2} \right) = 504 \frac{kg}{mL}$$



## Áreas tributarias

Utilizando tableros formados por muros y dalas, se utilizarán las expresiones siguientes en base a la Figura A.1.

$$A_{\text{triangular}} = \frac{a^2}{4}$$

$$A_{\text{Trapezoidal}} = \frac{a}{2} \left( b - \frac{a}{2} \right)$$

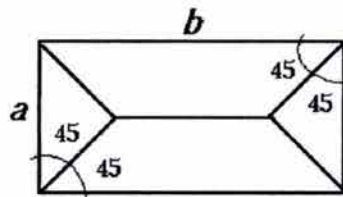


Figura A.1. Distribución general de áreas tributarias.

$$W_{\text{muros}} = 0.450 \frac{t}{mL}$$

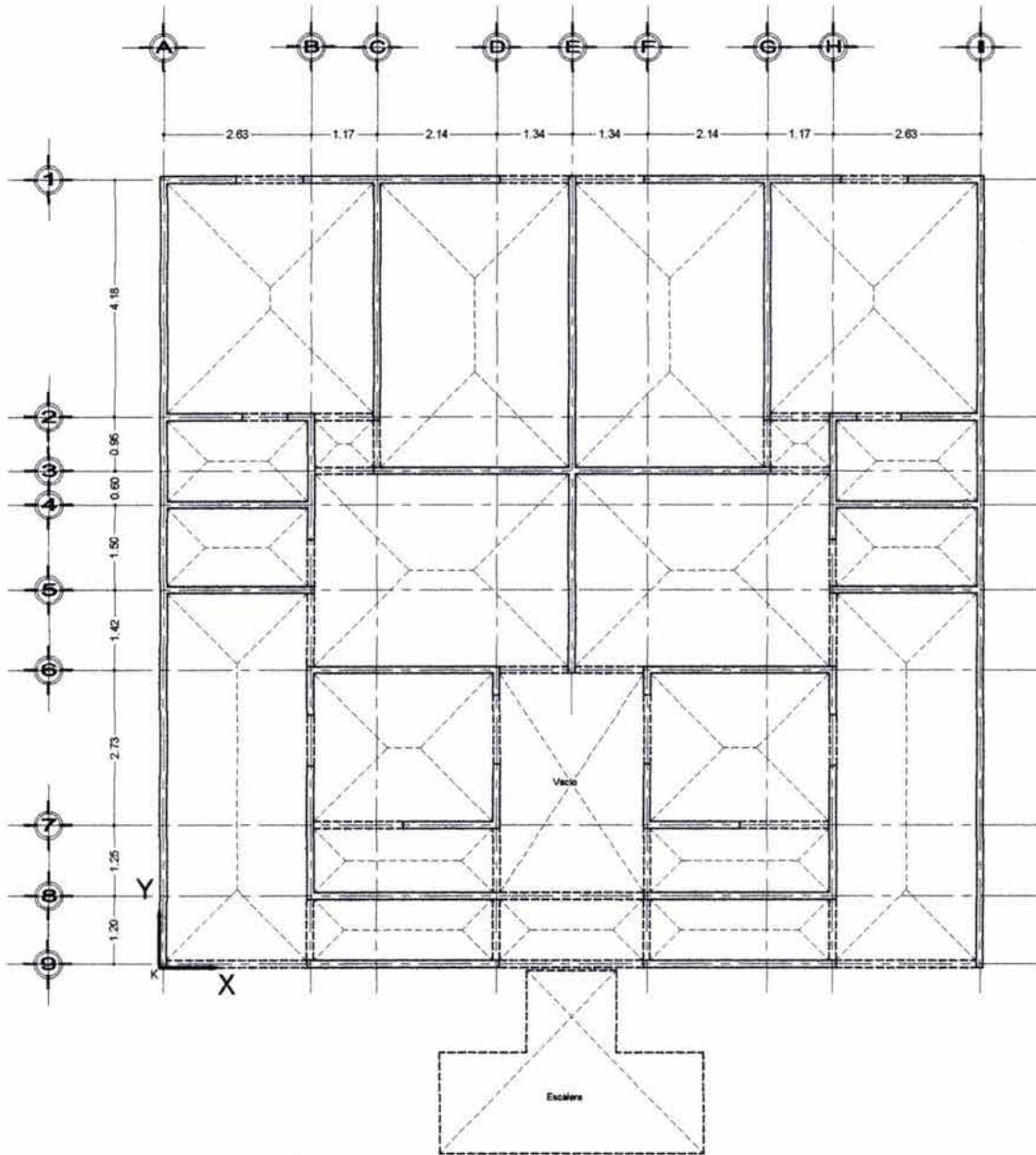
Longitud de muros por entrepiso	113.90 mL
Peso de muros por entrepiso	51.26 ton
Área de losa	196.22 m <sup>2</sup>
Peso de losa por entrepiso $W_{\text{sismo}}$	89.08 ton
Peso de losa por entrepiso $W_{\text{vertical}}$	104.78 ton
Peso losa de azotea $W_{\text{sismo}}$	79.26 ton
Peso losa de azotea $W_{\text{vertical}}$	83.20 ton
Longitud de trabes	187.30 mL
Peso de trabes	78.22 ton
Número de columnas ( $H = 2.30 \text{ m}$ )	16
Peso de columnas	14.13 ton

EDIFICIOS ESTRUCTURADOS SOBRE PLANTA BAJA DÉBIL

Las áreas tributarias y la carga lineal que se genera por el sistema de piso en base a la Figura A.2, se muestra en la Tabla siguiente:

Eje	Tramo	Tipo		Tipo I				Tipo II				A. trib. total, m <sup>2</sup>	W vertical				W mismo			
		I	II	L, m	a, m	b, m	A. trib, m <sup>2</sup>	L, m	a, m	b, m	A. trib, m <sup>2</sup>		Densidad, t/m <sup>2</sup>	W entrepiso, t/m	Densidad, t/m <sup>2</sup>	W azotea, t/m	Densidad, t/m <sup>2</sup>	W entrepiso, t/m	Densidad, t/m <sup>2</sup>	W azotea, t/m
1	a-c	-	2	3.82	-	-	0.0	3.82	3.82	4.15	3.6	15.4	0.534	2.16	0.424	1.71	0.454	1.83	0.404	1.63
	c-e	-	2	3.47	-	-	0.0	3.47	3.47	5.15	3.0	15.1	0.534	2.32	0.424	1.85	0.454	1.98	0.404	1.76
2	a-b	2	1	2.62	2.62	4.15	1.7	2.62	1.50	2.62	1.4	9.9	0.534	2.01	0.424	1.60	0.454	1.71	0.404	1.52
	b-c	2	1	1.20	1.20	4.15	0.4	1.20	1.00	1.20	0.4	4.1	0.534	1.83	0.424	1.45	0.454	1.55	0.404	1.38
3	b-c	1	2	1.20	1.00	1.20	0.4	1.20	1.20	3.40	0.4	6.5	0.534	2.90	0.424	2.30	0.454	2.46	0.404	2.19
	c-e	2	1	3.47	3.47	5.15	3.0	3.47	3.40	3.47	3.0	16.4	0.534	2.52	0.424	2.00	0.454	2.14	0.404	1.90
4	a-b	1	1	2.62	1.50	2.62	1.4	2.62	1.50	2.62	1.4	9.5	0.534	1.95	0.424	1.54	0.454	1.65	0.404	1.47
5	a-b	1	2	2.62	1.50	2.62	1.4	2.62	2.62	6.60	1.7	15.0	0.534	3.05	0.424	2.42	0.454	2.59	0.404	2.31
	b-d	2	1	3.40	3.40	3.40	2.9	3.40	2.70	3.40	2.8	15.2	0.534	2.38	0.424	1.89	0.454	2.02	0.404	1.80
6	d-e	2	-	1.27	1.27	3.40	0.4	1.27	-	-	0.0	1.7	0.534	0.70	0.424	0.56	0.454	0.60	0.404	0.53
	b-d	1	1	3.40	2.70	3.40	2.8	3.40	1.20	3.40	1.7	12.4	0.534	1.95	0.424	1.55	0.454	1.66	0.404	1.48
8	b-d	1	1	3.40	1.20	3.40	1.7	3.40	1.20	3.40	1.7	11.4	0.534	1.78	0.424	1.42	0.454	1.52	0.404	1.35
	d-f	-	1	2.54	-	-	0.0	2.54	1.20	2.54	1.2	7.4	0.534	1.56	0.424	1.24	0.454	1.33	0.404	1.18
9	a-b	2	-	2.62	2.62	6.60	1.7	2.62	-	-	0.0	4.3	0.534	0.88	0.424	0.70	0.454	0.75	0.404	0.67
	b-d	1	-	3.40	1.20	3.40	1.7	3.40	-	-	0.0	5.1	0.534	0.80	0.424	0.63	0.454	0.68	0.404	0.60
	d-f	1	-	2.54	1.20	2.54	1.2	2.54	-	-	0.0	3.7	0.534	0.78	0.424	0.62	0.454	0.66	0.404	0.59
A	1-2	-	1	4.15	-	-	0.0	4.15	3.82	4.15	4.3	16.4	0.534	2.11	0.424	1.68	0.454	1.79	0.404	1.60
	2-4	-	2	1.50	-	-	0.0	1.50	1.50	2.62	0.6	6.2	0.534	2.20	0.424	1.75	0.454	1.87	0.404	1.67
	4-5	-	2	1.50	-	-	0.0	1.50	1.50	2.62	0.6	6.2	0.534	2.20	0.424	1.75	0.454	1.87	0.404	1.67
	5-9	-	1	6.60	-	-	0.0	6.60	2.62	6.60	6.9	22.7	0.534	1.84	0.424	1.46	0.454	1.56	0.404	1.39
B	2-3	2	2	1.00	1.00	2.62	0.3	1.00	1.00	1.20	0.3	3.7	0.534	1.98	0.424	1.57	0.454	1.68	0.404	1.49
	3-4	2	2	0.50	0.50	2.62	0.1	0.50	0.50	4.67	0.1	5.8	0.534	6.19	0.424	4.91	0.454	5.26	0.404	4.68
	4-5	2	2	1.50	1.50	2.62	0.6	1.50	1.50	4.67	0.6	8.8	0.534	3.13	0.424	2.49	0.454	2.66	0.404	2.37
	5-6	2	2	1.40	1.40	2.62	0.5	1.40	1.40	4.67	0.5	8.5	0.534	3.22	0.424	2.56	0.454	2.74	0.404	2.44
	6-7	1	2	2.70	2.62	2.70	1.8	2.70	2.70	3.40	1.8	12.4	0.534	2.46	0.424	1.95	0.454	2.09	0.404	1.86
	7-8	2	2	1.20	1.20	2.62	0.4	1.20	1.20	3.40	0.4	6.5	0.534	2.90	0.424	2.30	0.454	2.47	0.404	2.20
	8-9	2	2	1.20	1.20	2.62	0.4	1.20	1.20	3.40	0.4	6.5	0.534	2.90	0.424	2.30	0.454	2.47	0.404	2.20
	C	1-2	1	1	4.15	3.82	4.15	4.3	4.15	3.47	4.15	4.2	20.2	0.534	2.60	0.424	2.07	0.454	2.21	0.404
2-3		2	2	1.00	1.00	1.20	0.3	1.00	1.00	3.47	0.3	6.0	0.534	3.19	0.424	2.53	0.454	2.71	0.404	2.41
D	6-7	2	-	2.70	2.70	3.40	1.8	2.70	-	-	0.0	4.5	0.534	0.89	0.424	0.71	0.454	0.76	0.404	0.68
	7-8	2	-	1.20	1.20	3.40	0.4	1.20	-	-	0.0	1.6	0.534	0.69	0.424	0.55	0.454	0.59	0.404	0.53
8-9	2	2	1.20	1.20	3.40	0.4	1.20	1.20	2.54	0.4	5.7	0.534	2.52	0.424	2.00	0.454	2.14	0.404	1.91	
	1-3	1	1	5.15	3.47	5.15	5.9	5.15	3.47	5.15	5.9	25.6	0.534	2.66	0.424	2.11	0.454	2.26	0.404	2.01
3-6	2	2	3.40	3.40	4.67	2.9	3.40	3.40	4.67	2.9	17.3	0.534	2.71	0.424	2.15	0.454	2.30	0.404	2.05	

Tabla A1. Cargas lineales en muros y dalas.



## Planta Tipo

Figura A2. Áreas tributarias limitadas por muros y dalas.

Peso de cada nivel

Peso de azotea	$79.27 + \frac{1}{2}(51.26) = 104.90 \text{ ton}$
Peso N3	$89.08 + 51.26 = 140.34 \text{ ton}$
Peso N2	$89.08 + 51.26 = 140.34 \text{ ton}$
Peso N1	$89.08 + \frac{1}{2}(51.26) + 78.22 + \frac{1}{2}(14.13) = 200.00 \text{ ton}$
Peso total	$585.58 \text{ ton}$

La fuerza sísmica se calcula con la expresión:

$$F_i = \frac{c}{Q} \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} W_T$$

donde:

- $c$  coeficiente sísmico,  $c = 0.4$  (Zona III);
- $Q$  coeficiente de comportamiento sísmico,  $Q = 2$ ;
- $W_i$  peso del entrepiso  $i$  ;
- $H_i$  altura del entrepiso  $i$  ; y
- $W_T$  peso total del edificio.

Sustituyendo en la expresión se tiene:

$$F_i = 117.12 \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i}$$

Nivel	$H_i$	$W_i$	$W_i H_i$	$F_i, \text{ ton}$	$V, \text{ ton}$
Azotea	10.50	104.90	1101.45	35.87	
					35.87
N3	8.00	140.34	1122.72	36.57	
					72.44
N2	5.50	140.34	771.87	25.14	
					97.58
N1	3.00	200.00	600.00	19.54	
			3596.04		117.12

# ANEXO 2

## Resultados SAP2000 para el punto VI.1.3. Planta Baja

A continuación se presentan los resultados de la corrida completa para el punto VI.1 Planta Baja y Muros Aislados, de la Planta Baja modelada bajo las condiciones de Carga Vertical y Sismo como se mostró en el punto respectivo.

La nomenclatura utilizada es:

*Ni* Nudo "i";

*COLi* Columna "i";  $i = 1, 2, 3, \dots, 16$

## Reacciones en los apoyos

JOINT	LOAD	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	WVERT	-0.1	3.0	20.7	-2.8	-0.1	0.0
3	WVERT	1.3	-0.9	53.9	1.0	1.3	0.0
5	WVERT	1.7	1.0	69.4	-0.9	1.6	0.0
7	WVERT	0.0	-3.5	25.5	3.5	-0.1	0.0
9	WVERT	3.1	5.4	84.8	-5.0	3.0	0.0
11	WVERT	2.3	-2.9	119.2	2.9	2.3	0.0
13	WVERT	3.0	2.6	150.8	-2.4	2.9	0.0
15	WVERT	4.1	-4.6	83.6	4.6	4.0	0.0
17	WVERT	-3.1	5.4	84.8	-5.0	-3.0	0.0
19	WVERT	-2.4	-2.9	118.5	3.0	-2.3	0.0
21	WVERT	-2.8	2.8	157.4	-2.6	-2.7	0.0
23	WVERT	-4.1	-4.8	84.3	4.8	-4.0	0.0
25	WVERT	0.1	3.0	20.7	-2.8	0.1	0.0
27	WVERT	-1.3	-1.0	53.4	1.0	-1.3	0.0
29	WVERT	-2.0	1.2	72.7	-1.1	-1.0	0.0
31	WVERT	0.0	-3.7	25.8	3.6	0.0	0.0

## Desplazamientos de los nodos del nivel N1

JOINT	LOAD	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
N1	SIS01	0.01040	0.00327	-0.00004	-0.00140	0.00111	0.00000
N1	SIS02	0.01040	-0.00306	-0.00008	-0.00058	0.00111	0.00001
N1	SIS03	-0.01040	0.00329	-0.00023	-0.00139	-0.00112	-0.00001
N1	SIS04	-0.01040	-0.00303	-0.00027	-0.00058	-0.00112	0.00000
N1	SIS05	0.00314	0.01060	-0.00007	-0.00234	0.00033	-0.00002
N1	SIS06	0.00314	-0.01040	-0.00019	0.00037	0.00033	0.00001
N1	SIS07	-0.00310	0.01070	-0.00012	-0.00234	-0.00034	-0.00002
N1	SIS08	-0.00310	-0.01040	-0.00024	0.00037	-0.00034	0.00001
N2	SIS01	0.01040	0.00323	-0.00032	0.00011	0.00145	0.00002
N2	SIS02	0.01040	-0.00306	-0.00032	0.00037	0.00145	0.00002
N2	SIS03	-0.01030	0.00325	-0.00051	0.00008	-0.00058	-0.00001
N2	SIS04	-0.01030	-0.00306	-0.00051	0.00035	-0.00058	0.00000
N2	SIS05	0.00314	0.01060	-0.00038	-0.00021	0.00075	0.00001
N2	SIS06	0.00314	-0.01040	-0.00038	0.00067	0.00073	0.00001
N2	SIS07	-0.00307	0.01060	-0.00044	-0.00022	0.00014	0.00000
N2	SIS08	-0.00307	-0.01040	-0.00044	0.00067	0.00012	0.00001
N3	SIS01	0.01030	0.00322	-0.00043	-0.00048	0.00140	0.00001
N3	SIS02	0.01030	-0.00310	-0.00043	-0.00022	0.00140	0.00001
N3	SIS03	-0.01030	0.00324	-0.00063	-0.00049	-0.00030	0.00000
N3	SIS04	-0.01030	-0.00308	-0.00064	-0.00023	-0.00030	0.00000
N3	SIS05	0.00314	0.01060	-0.00050	-0.00078	0.00082	0.00000
N3	SIS06	0.00313	-0.01050	-0.00050	0.00008	0.00080	0.00001
N3	SIS07	-0.00305	0.01060	-0.00056	-0.00079	0.00030	0.00000
N3	SIS08	-0.00305	-0.01040	-0.00056	0.00008	0.00028	0.00001
N4	SIS01	0.01040	0.00319	-0.00012	0.00061	0.00109	-0.00001
N4	SIS02	0.01040	-0.00314	-0.00008	0.00146	0.00109	-0.00001
N4	SIS03	-0.01040	0.00321	-0.00031	0.00064	-0.00108	0.00001
N4	SIS04	-0.01040	-0.00312	-0.00027	0.00149	-0.00107	0.00001
N4	SIS05	0.00315	0.01060	-0.00023	-0.00037	0.00033	-0.00001
N4	SIS06	0.00315	-0.01050	-0.00010	0.00246	0.00034	0.00000
N4	SIS07	-0.00310	0.01060	-0.00028	-0.00036	-0.00032	0.00000
N4	SIS08	-0.00310	-0.01050	-0.00016	0.00247	-0.00031	0.00001

JOINT	LOAD	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
N5	SIS01	0.01040	0.00332	-0.00070	-0.00208	0.00149	0.00002
N5	SIS02	0.01040	-0.00297	-0.00075	-0.00145	0.00148	0.00002
N5	SIS03	-0.01040	0.00331	-0.00056	-0.00205	0.00045	0.00001
N5	SIS04	-0.01040	-0.00298	-0.00060	-0.00142	0.00044	0.00001
N5	SIS05	0.00314	0.01060	-0.00060	-0.00281	0.00113	0.00001
N5	SIS06	0.00314	-0.01030	-0.00074	-0.00070	0.00111	0.00002
N5	SIS07	-0.00310	0.01060	-0.00056	-0.00280	0.00082	0.00001
N5	SIS08	-0.00310	-0.01030	-0.00070	-0.00069	0.00080	0.00002
N6	SIS01	0.01040	0.00327	-0.00099	0.00066	0.00128	0.00001
N6	SIS02	0.01040	-0.00301	-0.00099	0.00093	0.00127	0.00001
N6	SIS03	-0.01030	0.00326	-0.00085	0.00065	0.00019	-0.00001
N6	SIS04	-0.01030	-0.00302	-0.00084	0.00092	0.00019	0.00000
N6	SIS05	0.00313	0.01060	-0.00094	0.00033	0.00090	0.00000
N6	SIS06	0.00313	-0.01030	-0.00094	0.00125	0.00089	0.00001
N6	SIS07	-0.00308	0.01060	-0.00090	0.00033	0.00057	0.00000
N6	SIS08	-0.00308	-0.01030	-0.00089	0.00125	0.00056	0.00000
N7	SIS01	0.01030	0.00326	-0.00124	-0.00099	0.00146	0.00000
N7	SIS02	0.01030	-0.00302	-0.00124	-0.00075	0.00147	0.00000
N7	SIS03	-0.01030	0.00325	-0.00108	-0.00097	0.00041	-0.00001
N7	SIS04	-0.01030	-0.00303	-0.00108	-0.00072	0.00042	0.00000
N7	SIS05	0.00312	0.01060	-0.00119	-0.00127	0.00108	-0.00001
N7	SIS06	0.00312	-0.01040	-0.00119	-0.00045	0.00111	0.00000
N7	SIS07	-0.00306	0.01060	-0.00114	-0.00127	0.00077	-0.00001
N7	SIS08	-0.00306	-0.01040	-0.00114	-0.00044	0.00080	0.00000
N8	SIS01	0.01040	0.00322	-0.00073	0.00096	0.00183	0.00001
N8	SIS02	0.01040	-0.00307	-0.00070	0.00177	0.00182	0.00001
N8	SIS03	-0.01040	0.00321	-0.00059	0.00094	0.00074	0.00002
N8	SIS04	-0.01040	-0.00308	-0.00055	0.00175	0.00073	0.00002
N8	SIS05	0.00315	0.01060	-0.00073	0.00000	0.00147	0.00001
N8	SIS06	0.00315	-0.01040	-0.00060	0.00271	0.00143	0.00002
N8	SIS07	-0.00309	0.01060	-0.00089	0.00000	0.00114	0.00001
N8	SIS08	-0.00309	-0.01040	-0.00056	0.00270	0.00110	0.00003

JOINT	LOAD	LX	UY	UZ	RX	RY	RZ
N9	SIS01	0.01040	0.00331	-0.00056	-0.00205	-0.00045	-0.00001
N9	SIS02	0.01040	-0.00297	-0.00060	-0.00142	-0.00044	-0.00001
N9	SIS03	-0.01040	0.00332	-0.00070	-0.00208	-0.00149	-0.00002
N9	SIS04	-0.01040	-0.00297	-0.00075	-0.00145	-0.00148	-0.00002
N9	SIS05	0.00310	0.01060	-0.00056	-0.00280	-0.00082	-0.00001
N9	SIS06	0.00310	-0.01030	-0.00070	-0.00069	-0.00080	-0.00002
N9	SIS07	-0.00314	0.01070	-0.00060	-0.00281	-0.00113	-0.00001
N9	SIS08	-0.00314	-0.01030	-0.00074	-0.00070	-0.00111	-0.00002
N10	SIS01	0.01030	0.00327	-0.00084	0.00065	-0.00019	0.00001
N10	SIS02	0.01030	-0.00302	-0.00084	0.00093	-0.00019	0.00001
N10	SIS03	-0.01040	0.00327	-0.00099	0.00066	-0.00128	-0.00001
N10	SIS04	-0.01040	-0.00301	-0.00098	0.00094	-0.00128	-0.00001
N10	SIS05	0.00308	0.01060	-0.00089	0.00034	-0.00058	0.00001
N10	SIS06	0.00308	-0.01030	-0.00089	0.00125	-0.00057	0.00000
N10	SIS07	-0.00313	0.01060	-0.00094	0.00034	-0.00090	0.00000
N10	SIS08	-0.00313	-0.01030	-0.00093	0.00126	-0.00090	-0.00001
N11	SIS01	0.01030	0.00326	-0.00113	-0.00105	-0.00033	0.00001
N11	SIS02	0.01030	-0.00303	-0.00113	-0.00080	-0.00034	0.00000
N11	SIS03	-0.01030	0.00326	-0.00129	-0.00107	-0.00139	0.00000
N11	SIS04	-0.01030	-0.00302	-0.00130	-0.00083	-0.00140	0.00000
N11	SIS05	0.00306	0.01060	-0.00119	-0.00134	-0.00069	0.00001
N11	SIS06	0.00306	-0.01040	-0.00119	-0.00052	-0.00072	0.00000
N11	SIS07	-0.00312	0.01060	-0.00124	-0.00135	-0.00101	0.00001
N11	SIS08	-0.00312	-0.01040	-0.00124	-0.00053	-0.00104	0.00000
N12	SIS01	0.01040	0.00322	-0.00059	0.00100	-0.00073	-0.00002
N12	SIS02	0.01040	-0.00308	-0.00056	0.00181	-0.00072	-0.00002
N12	SIS03	-0.01040	0.00322	-0.00074	0.00102	-0.00183	-0.00001
N12	SIS04	-0.01040	-0.00307	-0.00070	0.00183	-0.00182	-0.00001
N12	SIS05	0.00309	0.01060	-0.00069	0.00006	-0.00113	-0.00001
N12	SIS06	0.00309	-0.01040	-0.00056	0.00276	-0.00109	-0.00003
N12	SIS07	-0.00315	0.01060	-0.00073	0.00006	-0.00146	-0.00001
N12	SIS08	-0.00315	-0.01040	-0.00060	0.00277	-0.00142	-0.00002



JOINT	LOAD	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
N13	SIS01	0.01040	0.00329	-0.00023	-0.00140	0.00112	0.00001
N13	SIS02	0.01040	-0.00303	-0.00027	-0.00058	0.00112	0.00000
N13	SIS03	-0.01040	0.00327	-0.00004	-0.00140	-0.00111	0.00000
N13	SIS04	-0.01040	-0.00305	-0.00008	-0.00058	-0.00111	-0.00001
N13	SIS05	0.00310	0.01070	-0.00012	-0.00234	0.00034	0.00002
N13	SIS06	0.00310	-0.01040	-0.00024	0.00037	0.00034	-0.00001
N13	SIS07	-0.00314	0.01070	-0.00007	-0.00235	-0.00033	0.00002
N13	SIS08	-0.00314	-0.01040	-0.00019	0.00036	-0.00033	-0.00001
N14	SIS01	0.01030	0.00326	-0.00050	0.00009	0.00058	0.00001
N14	SIS02	0.01030	-0.00306	-0.00050	0.00035	0.00059	0.00000
N14	SIS03	-0.01040	0.00323	-0.00031	0.00011	-0.00145	-0.00002
N14	SIS04	-0.01040	-0.00308	-0.00031	0.00038	-0.00144	-0.00002
N14	SIS05	0.00307	0.01060	-0.00044	-0.00021	-0.00014	0.00000
N14	SIS06	0.00307	-0.01040	-0.00044	0.00067	-0.00011	-0.00001
N14	SIS07	-0.00314	0.01060	-0.00038	-0.00021	-0.00074	-0.00001
N14	SIS08	-0.00314	-0.01040	-0.00038	0.00068	-0.00072	-0.00001
N15	SIS01	0.01030	0.00324	-0.00066	-0.00054	0.00022	0.00000
N15	SIS02	0.01030	-0.00307	-0.00066	-0.00028	0.00022	0.00000
N15	SIS03	-0.01040	0.00322	-0.00045	-0.00053	-0.00148	-0.00001
N15	SIS04	-0.01030	-0.00309	-0.00046	-0.00027	-0.00148	-0.00001
N15	SIS05	0.00305	0.01060	-0.00059	-0.00084	-0.00038	0.00000
N15	SIS06	0.00305	-0.01040	-0.00059	0.00003	-0.00036	-0.00001
N15	SIS07	-0.00314	0.01060	-0.00053	-0.00084	-0.00089	0.00000
N15	SIS08	-0.00314	-0.01050	-0.00053	0.00003	-0.00087	-0.00001
N16	SIS01	0.01040	0.00321	-0.00031	0.00068	0.00107	-0.00001
N16	SIS02	0.01040	-0.00312	-0.00027	0.00153	0.00106	-0.00001
N16	SIS03	-0.01040	0.00319	-0.00012	0.00066	-0.00110	0.00001
N16	SIS04	-0.01040	-0.00314	-0.00008	0.00151	-0.00111	0.00001
N16	SIS05	0.00309	0.01060	-0.00029	-0.00032	0.00031	0.00000
N16	SIS06	0.00309	-0.01050	-0.00016	0.00251	0.00030	-0.00001
N16	SIS07	-0.00315	0.01060	-0.00023	-0.00032	-0.00034	0.00001
N16	SIS08	-0.00315	-0.01050	-0.00010	0.00251	-0.00035	0.00000

## Elementos Mecánicos de las Columnas

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL1	SIS01						
	0.0	-5.9	19.2	2.6	0.0	6.3	30.7
	1.5	-5.3	19.2	2.6	0.0	2.4	1.9
	3.0	-4.7	19.2	2.6	0.0	-1.4	-26.8
COL1	SIS02						
	0.0	-10.6	19.2	-8.6	0.0	-11.9	30.7
	1.5	-10.0	19.2	-8.6	0.0	1.0	1.9
	3.0	-9.4	19.2	-8.6	0.0	13.9	-26.9
COL1	SIS03						
	0.0	-30.8	-19.1	2.6	0.0	6.3	-30.5
	1.5	-30.2	-19.1	2.6	0.0	2.4	-1.9
	3.0	-29.6	-19.1	2.6	0.0	-1.5	26.6
COL1	SIS04						
	0.0	-35.4	-19.0	-8.5	0.0	-11.8	-30.5
	1.5	-34.9	-19.0	-8.5	0.0	1.0	-1.9
	3.0	-34.3	-19.0	-8.5	0.0	13.8	26.6
COL1	SIS05						
	0.0	-9.1	5.8	15.6	0.0	27.4	9.3
	1.5	-8.6	5.8	15.6	0.0	4.0	0.6
	3.0	-8.0	5.8	15.6	0.0	-19.4	-8.1
COL1	SIS06						
	0.0	-24.7	5.8	-21.6	0.0	-33.0	9.3
	1.5	-24.1	5.8	-21.6	0.0	-0.6	0.6
	3.0	-23.6	5.8	-21.6	0.0	31.8	-8.2
COL1	SIS07						
	0.0	-16.6	-5.7	15.6	0.0	27.5	-9.1
	1.5	-16.0	-5.7	15.6	0.0	4.0	-0.6
	3.0	-15.5	-5.7	15.6	0.0	-19.4	7.9
COL1	SIS08						
	0.0	-32.2	-5.7	-21.6	0.0	-33.0	-9.1
	1.5	-31.6	-5.7	-21.6	0.0	-0.6	-0.6
	3.0	-31.0	-5.7	-21.6	0.0	31.7	7.9

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL2	SIS01						
	0.0	-41.6	18.0	7.4	0.0	10.9	29.5
	1.5	-41.0	18.0	7.4	0.0	-0.2	2.5
	3.0	-40.4	18.0	7.4	0.0	-11.3	-24.4
COL2	SIS02						
	0.0	-41.6	18.0	-5.5	0.0	-8.9	29.5
	1.5	-41.0	18.0	-5.5	0.0	-0.6	2.5
	3.0	-40.4	18.0	-5.5	0.0	7.6	-24.5
COL2	SIS03						
	0.0	-66.2	-20.7	7.4	0.0	10.9	-32.0
	1.5	-65.6	-20.7	7.4	0.0	-0.1	-1.0
	3.0	-65.1	-20.7	7.4	0.0	-11.2	30.0
COL2	SIS04						
	0.0	-66.2	-20.7	-5.6	0.0	-8.9	-32.0
	1.5	-65.6	-20.7	-5.6	0.0	-0.6	-1.0
	3.0	-65.0	-20.7	-5.6	0.0	7.7	30.0
COL2	SIS05						
	0.0	-50.2	4.4	22.5	0.0	34.1	7.9
	1.5	-49.7	4.4	22.5	0.0	0.4	1.3
	3.0	-49.1	4.4	22.5	0.0	-33.4	-5.3
COL2	SIS06						
	0.0	-50.2	4.5	-20.6	0.0	-32.1	8.0
	1.5	-49.6	4.5	-20.6	0.0	-1.2	1.3
	3.0	-49.0	4.5	-20.6	0.0	29.8	-5.5
COL2	SIS07						
	0.0	-57.6	-7.2	22.5	0.0	34.1	-10.5
	1.5	-57.0	-7.2	22.5	0.0	0.4	0.2
	3.0	-56.5	-7.2	22.5	0.0	-33.3	11.0
COL2	SIS08						
	0.0	-57.5	-7.1	-20.6	0.0	-32.1	-10.5
	1.5	-57.0	-7.1	-20.6	0.0	-1.2	0.2
	3.0	-56.4	-7.1	-20.6	0.0	29.8	10.9

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL3	SIS01						
	0.0	-56.1	18.0	5.5	0.0	9.0	29.5
	1.5	-55.5	18.0	5.5	0.0	0.8	2.4
	3.0	-54.9	18.0	5.5	0.0	-7.4	-24.6
COL3	SIS02						
	0.0	-56.1	18.1	-7.5	0.0	-10.9	29.5
	1.5	-55.5	18.1	-7.5	0.0	0.4	2.4
	3.0	-55.0	18.1	-7.5	0.0	11.6	-24.7
COL3	SIS03						
	0.0	-82.7	-21.5	5.5	0.0	9.1	-32.7
	1.5	-82.1	-21.5	5.5	0.0	0.8	-0.5
	3.0	-81.5	-21.5	5.5	0.0	-7.4	31.7
COL3	SIS04						
	0.0	-82.7	-21.5	-7.5	0.0	-10.8	-32.7
	1.5	-82.1	-21.5	-7.5	0.0	0.4	-0.5
	3.0	-81.6	-21.5	-7.5	0.0	11.6	31.7
COL3	SIS05						
	0.0	-65.3	4.2	20.6	0.0	32.2	7.7
	1.5	-64.7	4.2	20.6	0.0	1.4	1.4
	3.0	-64.2	4.2	20.6	0.0	-29.5	-4.9
COL3	SIS06						
	0.0	-65.5	4.2	-22.6	0.0	-34.0	7.7
	1.5	-64.9	4.2	-22.6	0.0	-0.1	1.4
	3.0	-64.3	4.2	-22.6	0.0	33.8	-5.0
COL3	SIS07						
	0.0	-73.3	-7.7	20.6	0.0	32.2	-11.0
	1.5	-72.7	-7.7	20.6	0.0	1.4	0.5
	3.0	-72.1	-7.7	20.6	0.0	-29.5	12.0
COL3	SIS08						
	0.0	-73.5	-7.6	-22.6	0.0	-34.0	-10.9
	1.5	-72.9	-7.6	-22.6	0.0	-0.1	0.5
	3.0	-72.3	-7.6	-22.6	0.0	33.8	11.9

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL4	SIS01						
	0.0	-15.6	19.2	9.0	0.0	12.4	30.7
	1.5	-15.1	19.2	9.0	0.0	-1.1	1.9
	3.0	-14.5	19.2	9.0	0.0	-14.5	-27.0
COL4	SIS02						
	0.0	-10.8	19.2	-2.1	0.0	-5.6	30.7
	1.5	-10.2	19.2	-2.1	0.0	-2.5	1.9
	3.0	-9.6	19.2	-2.1	0.0	0.6	-27.0
COL4	SIS03						
	0.0	-40.2	-19.2	9.1	0.0	12.6	-30.6
	1.5	-39.6	-19.2	9.1	0.0	-1.1	-1.9
	3.0	-39.1	-19.2	9.1	0.0	-14.8	26.9
COL4	SIS04						
	0.0	-35.3	-19.2	-1.9	0.0	-5.5	-30.6
	1.5	-34.7	-19.2	-1.9	0.0	-2.6	-1.9
	3.0	-34.2	-19.2	-1.9	0.0	0.3	26.9
COL4	SIS05						
	0.0	-30.0	5.8	21.9	0.0	33.5	9.3
	1.5	-29.4	5.8	21.9	0.0	0.6	0.6
	3.0	-28.8	5.8	21.9	0.0	-32.2	-8.2
COL4	SIS06						
	0.0	-13.6	5.8	-14.9	0.0	-26.6	9.2
	1.5	-13.1	5.8	-14.9	0.0	-4.3	0.6
	3.0	-12.5	5.8	-14.9	0.0	18.1	-8.1
COL4	SIS07						
	0.0	-37.3	-5.7	22.0	0.0	33.6	-9.1
	1.5	-36.7	-5.7	22.0	0.0	0.6	-0.6
	3.0	-36.2	-5.7	22.0	0.0	-32.3	8.0
COL4	SIS08						
	0.0	-21.0	-5.8	-14.9	0.0	-26.6	-9.2
	1.5	-20.4	-5.8	-14.9	0.0	-4.3	-0.5
	3.0	-19.9	-5.8	-14.9	0.0	18.0	8.1

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL5	SIS01						
	0.0	-91.6	17.9	0.4	0.0	4.2	29.4
	1.5	-91.0	17.9	0.4	0.0	3.6	2.6
	3.0	-90.5	17.9	0.4	0.0	2.9	-24.3
COL5	SIS02						
	0.0	-97.1	18.0	-11.2	0.0	-14.4	29.5
	1.5	-96.5	18.0	-11.2	0.0	2.5	2.6
	3.0	-95.9	18.0	-11.2	0.0	19.4	-24.4
COL5	SIS03						
	0.0	-72.4	-24.2	0.5	0.0	4.3	-35.5
	1.5	-71.9	-24.2	0.5	0.0	3.5	0.8
	3.0	-71.3	-24.2	0.5	0.0	2.7	37.1
COL5	SIS04						
	0.0	-77.9	-24.2	-11.2	0.0	-14.3	-35.5
	1.5	-77.3	-24.2	-11.2	0.0	2.4	0.8
	3.0	-76.8	-24.2	-11.2	0.0	19.2	37.0
COL5	SIS05						
	0.0	-78.5	3.2	14.1	0.0	26.0	6.7
	1.5	-78.0	3.2	14.1	0.0	4.8	2.0
	3.0	-77.4	3.2	14.1	0.0	-16.3	-2.8
COL5	SIS06						
	0.0	-96.7	3.3	-24.8	0.0	-36.0	6.8
	1.5	-96.2	3.3	-24.8	0.0	1.2	1.9
	3.0	-95.6	3.3	-24.8	0.0	38.5	-3.0
COL5	SIS07						
	0.0	-72.8	-9.5	14.1	0.0	26.0	-12.8
	1.5	-72.2	-9.5	14.1	0.0	4.8	1.4
	3.0	-71.6	-9.5	14.1	0.0	-16.4	15.6
COL5	SIS08						
	0.0	-91.0	-9.4	-24.8	0.0	-36.0	-12.7
	1.5	-90.4	-9.4	-24.8	0.0	1.2	1.4
	3.0	-89.8	-9.4	-24.8	0.0	38.4	15.4

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL6	SIS01						
	0.0	-128.8	18.5	9.3	0.0	12.8	30.0
	1.5	-128.2	18.5	9.3	0.0	-1.1	2.2
	3.0	-127.6	18.5	9.3	0.0	-15.1	-25.6
COL6	SIS02						
	0.0	-128.5	18.5	-3.5	0.0	-6.9	30.0
	1.5	-127.9	18.5	-3.5	0.0	-1.6	2.2
	3.0	-127.3	18.5	-3.5	0.0	3.7	-25.6
COL6	SIS03						
	0.0	-110.0	-23.2	9.3	0.0	12.8	-34.5
	1.5	-109.5	-23.2	9.3	0.0	-1.1	0.3
	3.0	-108.9	-23.2	9.3	0.0	-15.0	35.1
COL6	SIS04						
	0.0	-109.7	-23.2	-3.6	0.0	-7.0	-34.5
	1.5	-109.1	-23.2	-3.6	0.0	-1.6	0.3
	3.0	-108.5	-23.2	-3.6	0.0	3.8	35.1
COL6	SIS05						
	0.0	-122.6	3.9	24.3	0.0	35.8	7.4
	1.5	-122.0	3.9	24.3	0.0	-0.6	1.6
	3.0	-121.5	3.9	24.3	0.0	-37.0	-4.3
COL6	SIS06						
	0.0	-121.5	3.9	-18.5	0.0	-29.9	7.4
	1.5	-120.9	3.9	-18.5	0.0	-2.2	1.5
	3.0	-120.3	3.9	-18.5	0.0	25.6	-4.4
COL6	SIS07						
	0.0	-117.0	-8.6	24.3	0.0	35.8	-11.9
	1.5	-116.4	-8.6	24.3	0.0	-0.6	1.0
	3.0	-115.8	-8.6	24.3	0.0	-36.9	13.9
COL6	SIS08						
	0.0	-115.9	-8.6	-18.5	0.0	-30.0	-11.9
	1.5	-115.3	-8.6	-18.5	0.0	-2.2	1.0
	3.0	-114.7	-8.6	-18.5	0.0	25.6	13.9

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL7	SIS01						
	0.0	-161.4	17.8	3.9	0.0	7.5	29.2
	1.5	-160.8	17.8	3.9	0.0	1.7	2.5
	3.0	-160.3	17.8	3.9	0.0	-4.1	-24.2
COL7	SIS02						
	0.0	-161.5	17.8	-9.1	0.0	-12.3	29.2
	1.5	-160.9	17.8	-9.1	0.0	1.3	2.5
	3.0	-160.3	17.8	-9.1	0.0	14.9	-24.1
COL7	SIS03						
	0.0	-140.2	-23.8	3.9	0.0	7.6	-35.0
	1.5	-139.6	-23.8	3.9	0.0	1.7	0.7
	3.0	-139.0	-23.8	3.9	0.0	-4.2	36.4
COL7	SIS04						
	0.0	-140.3	-23.8	-9.0	0.0	-12.2	-35.0
	1.5	-139.7	-23.8	-9.0	0.0	1.2	0.7
	3.0	-139.1	-23.8	-9.0	0.0	14.7	36.5
COL7	SIS05						
	0.0	-153.9	3.3	19.0	0.0	30.7	6.8
	1.5	-153.3	3.3	19.0	0.0	2.2	1.9
	3.0	-152.7	3.3	19.0	0.0	-26.3	-3.1
COL7	SIS06						
	0.0	-154.2	3.2	-24.1	0.0	-35.4	6.7
	1.5	-153.6	3.2	-24.1	0.0	0.8	1.9
	3.0	-153.0	3.2	-24.1	0.0	37.0	-2.8
COL7	SIS07						
	0.0	-147.5	-9.2	19.0	0.0	30.7	-12.5
	1.5	-146.9	-9.2	19.0	0.0	2.2	1.3
	3.0	-146.4	-9.2	19.0	0.0	-26.3	15.1
COL7	SIS08						
	0.0	-147.8	-9.3	-24.1	0.0	-35.4	-12.6
	1.5	-147.2	-9.3	-24.1	0.0	0.8	1.4
	3.0	-146.7	-9.3	-24.1	0.0	36.9	15.4



FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL8	SIS01						
	0.0	-95.6	16.8	10.2	0.0	13.6	28.3
	1.5	-95.0	16.8	10.2	0.0	-1.7	3.2
	3.0	-94.4	16.0	10.2	0.0	-16.9	-22.0
COL8	SIS02						
	0.0	-90.5	16.8	-0.9	0.0	-4.4	28.4
	1.5	-90.0	16.8	-0.9	0.0	-3.1	3.1
	3.0	-89.4	16.8	-0.9	0.0	-1.7	-22.1
COL8	SIS03						
	0.0	-76.8	-25.1	10.1	0.0	13.5	-36.4
	1.5	-76.2	-25.1	10.1	0.0	-1.6	1.3
	3.0	-75.6	-25.1	10.1	0.0	-16.8	39.0
COL8	SIS04						
	0.0	-71.7	-25.1	-1.0	0.0	-4.5	-36.4
	1.5	-71.2	-25.1	-1.0	0.0	-3.0	1.3
	3.0	-70.6	-25.1	-1.0	0.0	-1.5	38.9
COL8	SIS05						
	0.0	-94.8	2.1	23.1	0.0	34.7	5.6
	1.5	-94.3	2.1	23.1	0.0	0.0	2.5
	3.0	-93.7	2.1	23.1	0.0	-34.7	-0.6
COL8	SIS06						
	0.0	-78.1	2.2	-13.9	0.0	-25.5	5.8
	1.5	-77.5	2.2	-13.9	0.0	-4.7	2.5
	3.0	-76.9	2.2	-13.9	0.0	16.2	-0.8
COL8	SIS07						
	0.0	-89.2	-10.5	23.1	0.0	34.6	-13.8
	1.5	-88.6	-10.5	23.1	0.0	0.0	2.0
	3.0	-88.0	-10.5	23.1	0.0	-34.6	17.7
COL8	SIS08						
	0.0	-72.5	-10.4	-13.9	0.0	-25.5	-13.7
	1.5	-71.9	-10.4	-13.9	0.0	-4.7	1.9
	3.0	-71.3	-10.4	-13.9	0.0	16.2	17.4

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL9	SIS01						
	0.0	-72.4	24.2	0.5	0.0	4.3	35.5
	1.5	-71.9	24.2	0.5	0.0	3.5	-0.8
	3.0	-71.3	24.2	0.5	0.0	2.7	-37.1
COL9	SIS02						
	0.0	-77.9	24.2	-11.1	0.0	-14.3	35.5
	1.5	-77.3	24.2	-11.1	0.0	2.4	-0.8
	3.0	-76.8	24.2	-11.1	0.0	19.2	-37.0
COL9	SIS03						
	0.0	-91.6	-17.9	0.4	0.0	4.3	-29.4
	1.5	-91.0	-17.9	0.4	0.0	3.6	-2.6
	3.0	-90.5	-17.9	0.4	0.0	2.9	24.3
COL9	SIS04						
	0.0	-97.1	-17.9	-11.2	0.0	-14.4	-29.5
	1.5	-96.5	-17.9	-11.2	0.0	2.5	-2.6
	3.0	-95.9	-17.9	-11.2	0.0	19.3	24.4
COL9	SIS05						
	0.0	-72.8	9.5	14.1	0.0	26.0	12.8
	1.5	-72.2	9.5	14.1	0.0	4.8	-1.4
	3.0	-71.6	9.5	14.1	0.0	-16.4	-15.6
COL9	SIS06						
	0.0	-91.0	9.4	-24.8	0.0	-36.0	12.7
	1.5	-90.4	9.4	-24.8	0.0	1.2	-1.4
	3.0	-89.8	9.4	-24.8	0.0	38.4	-15.5
COL9	SIS07						
	0.0	-78.5	-3.2	14.1	0.0	26.0	-6.7
	1.5	-78.0	-3.2	14.1	0.0	4.8	-2.0
	3.0	-77.4	-3.2	14.1	0.0	-16.3	2.8
COL9	SIS08						
	0.0	-96.8	-3.2	-24.8	0.0	-36.0	-6.8
	1.5	-96.2	-3.2	-24.8	0.0	1.2	-1.9
	3.0	-95.6	-3.2	-24.8	0.0	38.4	3.0

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL10	SIS01						
	0.0	-109.3	23.2	9.3	0.0	12.8	34.5
	1.5	-108.7	23.2	9.3	0.0	-1.1	-0.3
	3.0	-108.1	23.2	9.3	0.0	-15.1	-35.2
COL10	SIS02						
	0.0	-108.9	23.2	-3.6	0.0	-6.9	34.5
	1.5	-108.3	23.2	-3.6	0.0	-1.6	-0.3
	3.0	-107.8	23.2	-3.6	0.0	3.7	-35.1
COL10	SIS03						
	0.0	-128.0	-18.5	9.3	0.0	12.9	-30.0
	1.5	-127.4	-18.5	9.3	0.0	-1.1	-2.2
	3.0	-126.9	-18.5	9.3	0.0	-15.1	25.5
COL10	SIS04						
	0.0	-127.7	-18.5	-3.5	0.0	-6.9	-30.0
	1.5	-127.1	-18.5	-3.5	0.0	-1.6	-2.2
	3.0	-126.5	-18.5	-3.5	0.0	3.6	25.6
COL10	SIS05						
	0.0	-116.2	8.6	24.3	0.0	35.8	11.9
	1.5	-115.6	8.6	24.3	0.0	-0.6	-1.0
	3.0	-115.1	8.6	24.3	0.0	-37.0	-13.9
COL10	SIS06						
	0.0	-115.1	8.6	-18.5	0.0	-29.9	11.9
	1.5	-114.5	8.6	-18.5	0.0	-2.2	-1.0
	3.0	-113.9	8.6	-18.5	0.0	25.6	-13.9
COL10	SIS07						
	0.0	-121.8	-3.9	24.3	0.0	35.9	-7.4
	1.5	-121.3	-3.9	24.3	0.0	-0.6	-1.6
	3.0	-120.7	-3.9	24.3	0.0	-37.0	4.3
COL10	SIS08						
	0.0	-120.7	-3.9	-18.5	0.0	-29.9	-7.4
	1.5	-120.1	-3.9	-18.5	0.0	-2.2	-1.5
	3.0	-119.6	-3.9	-18.5	0.0	25.6	4.3

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL11	SIS01						
	0.0	-146.8	23.6	3.7	0.0	7.3	34.8
	1.5	-146.2	23.6	3.7	0.0	1.8	-0.6
	3.0	-145.6	23.6	3.7	0.0	-3.7	-35.9
COL11	SIS02						
	0.0	-146.9	23.6	-9.2	0.0	-12.5	34.8
	1.5	-146.3	23.6	-9.2	0.0	1.4	-0.6
	3.0	-145.7	23.6	-9.2	0.0	15.2	-36.0
COL11	SIS03						
	0.0	-168.0	-18.1	3.6	0.0	7.3	-29.5
	1.5	-167.4	-18.1	3.6	0.0	1.9	-2.4
	3.0	-166.8	-18.1	3.6	0.0	-3.6	24.7
COL11	SIS04						
	0.0	-168.1	-18.0	-9.3	0.0	-12.6	-29.4
	1.5	-167.5	-18.0	-9.3	0.0	1.4	-2.4
	3.0	-166.9	-18.0	-9.3	0.0	15.4	24.6
COL11	SIS05						
	0.0	-154.1	9.0	18.8	0.0	30.4	12.2
	1.5	-153.5	9.0	18.8	0.0	2.3	-1.2
	3.0	-152.9	9.0	18.8	0.0	-25.8	-14.6
COL11	SIS06						
	0.0	-154.4	9.1	-24.4	0.0	-35.6	12.4
	1.5	-153.8	9.1	-24.4	0.0	0.9	-1.3
	3.0	-153.2	9.1	-24.4	0.0	37.4	-14.9
COL11	SIS07						
	0.0	-160.4	-3.5	18.7	0.0	30.4	-7.0
	1.5	-159.9	-3.5	18.7	0.0	2.3	-1.7
	3.0	-159.3	-3.5	18.7	0.0	-25.8	3.6
COL11	SIS08						
	0.0	-160.8	-3.4	-24.4	0.0	-35.7	-6.9
	1.5	-160.2	-3.4	-24.4	0.0	0.9	-1.8
	3.0	-159.6	-3.4	-24.4	0.0	37.5	3.3

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL12	SIS01						
	0.0	-77.4	25.1	10.3	0.0	13.7	36.4
	1.5	-76.8	25.1	10.3	0.0	-1.7	-1.3
	3.0	-76.2	25.1	10.3	0.0	-17.2	-38.9
COL12	SIS02						
	0.0	-72.4	25.1	-0.8	0.0	-4.3	36.3
	1.5	-71.8	25.1	-0.8	0.0	-3.1	-1.3
	3.0	-71.2	25.1	-0.8	0.0	-1.9	-38.8
COL12	SIS03						
	0.0	-96.2	-16.8	10.4	0.0	13.6	-26.4
	1.5	-95.6	-16.8	10.4	0.0	-1.8	-3.2
	3.0	-95.0	-16.8	10.4	0.0	-17.3	22.1
COL12	SIS04						
	0.0	-91.2	-16.9	-0.7	0.0	-4.2	-28.4
	1.5	-90.6	-16.9	-0.7	0.0	-3.2	-3.1
	3.0	-90.0	-16.9	-0.7	0.0	-2.1	22.1
COL12	SIS05						
	0.0	-89.8	10.5	23.3	0.0	34.8	13.8
	1.5	-89.2	10.5	23.3	0.0	-0.1	-2.0
	3.0	-88.7	10.5	23.3	0.0	-35.0	-17.7
COL12	SIS06						
	0.0	-73.1	10.3	-13.7	0.0	-25.3	13.6
	1.5	-72.5	10.3	-13.7	0.0	-4.8	-1.9
	3.0	-71.9	10.3	-13.7	0.0	15.8	-17.4
COL12	SIS07						
	0.0	-95.5	-2.1	23.3	0.0	34.8	-5.7
	1.5	-94.9	-2.1	23.3	0.0	-0.1	-2.5
	3.0	-94.3	-2.1	23.3	0.0	-35.1	0.6
COL12	SIS08						
	0.0	-78.7	-2.2	-13.7	0.0	-25.3	-5.8
	1.5	-78.1	-2.2	-13.7	0.0	-4.8	-2.5
	3.0	-77.6	-2.2	-13.7	0.0	15.8	0.9

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL13	SIS01						
	0.0	-30.8	19.1	2.6	0.0	6.3	30.5
	1.5	-30.2	19.1	2.6	0.0	2.4	1.9
	3.0	-29.6	19.1	2.6	0.0	-1.5	-26.6
COL13	SIS02						
	0.0	-35.5	19.0	-8.5	0.0	-11.8	30.5
	1.5	-34.9	19.0	-8.5	0.0	1.0	1.9
	3.0	-34.3	19.0	-8.5	0.0	13.8	-26.6
COL13	SIS03						
	0.0	-5.9	-19.2	2.6	0.0	6.3	-30.7
	1.5	-5.3	-19.2	2.6	0.0	2.4	-1.9
	3.0	-4.8	-19.2	2.6	0.0	-1.4	26.8
COL13	SIS04						
	0.0	-10.6	-19.2	-8.6	0.0	-11.9	-30.7
	1.5	-10.0	-19.2	-8.6	0.0	1.0	-1.9
	3.0	-9.4	-19.2	-8.6	0.0	13.9	26.9
COL13	SIS05						
	0.0	-16.6	5.7	15.6	0.0	27.5	9.1
	1.5	-16.1	5.7	15.6	0.0	4.0	0.6
	3.0	-15.5	5.7	15.6	0.0	-19.4	-7.9
COL13	SIS06						
	0.0	-32.2	5.7	-21.6	0.0	-33.0	9.1
	1.5	-31.6	5.7	-21.6	0.0	-0.6	0.6
	3.0	-31.0	5.7	-21.6	0.0	31.7	-7.9
COL13	SIS07						
	0.0	-9.2	-5.8	15.6	0.0	27.5	-9.3
	1.5	-8.6	-5.8	15.6	0.0	4.0	-0.6
	3.0	-8.0	-5.8	15.6	0.0	-19.4	8.1
COL13	SIS08						
	0.0	-24.7	-5.8	-21.6	0.0	-33.0	-9.3
	1.5	-24.1	-5.8	-21.6	0.0	-0.6	-0.6
	3.0	-23.6	-5.8	-21.6	0.0	31.8	8.2

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL14	SIS01						
	0.0	-65.8	20.7	7.4	0.0	11.0	32.0
	1.5	-65.2	20.7	7.4	0.0	-0.1	1.0
	3.0	-64.6	20.7	7.4	0.0	-11.3	-30.0
COL14	SIS02						
	0.0	-65.7	20.6	-5.5	0.0	-8.9	32.0
	1.5	-65.2	20.6	-5.5	0.0	-0.6	1.0
	3.0	-64.6	20.6	-5.5	0.0	7.7	-29.9
COL14	SIS03						
	0.0	-41.1	-18.0	7.4	0.0	11.0	-29.5
	1.5	-40.6	-18.0	7.4	0.0	-0.2	-2.5
	3.0	-40.0	-18.0	7.4	0.0	-11.4	24.5
COL14	SIS04						
	0.0	-41.1	-18.0	-5.5	0.0	-8.9	-29.5
	1.5	-40.5	-18.0	-5.5	0.0	-0.7	-2.5
	3.0	-40.0	-18.0	-5.5	0.0	7.6	24.5
COL14	SIS05						
	0.0	-57.2	7.2	22.5	0.0	34.1	10.5
	1.5	-56.6	7.2	22.5	0.0	0.4	-0.2
	3.0	-56.0	7.2	22.5	0.0	-33.4	-11.0
COL14	SIS06						
	0.0	-57.1	7.1	-20.6	0.0	-32.1	10.4
	1.5	-56.5	7.1	-20.6	0.0	-1.2	-0.2
	3.0	-55.9	7.1	-20.6	0.0	29.7	-10.8
COL14	SIS07						
	0.0	-49.8	-4.4	22.5	0.0	34.1	-7.9
	1.5	-49.2	-4.4	22.5	0.0	0.4	-1.3
	3.0	-48.6	-4.4	22.5	0.0	-33.4	5.4
COL14	SIS08						
	0.0	-49.7	-4.5	-20.6	0.0	-32.1	-8.0
	1.5	-49.1	-4.5	-20.6	0.0	-1.2	-1.3
	3.0	-48.5	-4.5	-20.6	0.0	29.7	5.5

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL15	SIS01						
	0.0	-86.0	21.7	5.3	0.0	8.9	33.0
	1.5	-85.4	21.7	5.3	0.0	0.9	0.4
	3.0	-84.8	21.7	5.3	0.0	-7.0	-32.2
COL15	SIS02						
	0.0	-86.0	21.7	-7.6	0.0	-11.0	33.0
	1.5	-85.5	21.7	-7.6	0.0	0.5	0.4
	3.0	-84.9	21.7	-7.6	0.0	12.0	-32.2
COL15	SIS03						
	0.0	-59.4	-17.8	5.3	0.0	8.9	-29.2
	1.5	-58.8	-17.8	5.3	0.0	0.9	-2.6
	3.0	-58.2	-17.8	5.3	0.0	-7.0	24.1
COL15	SIS04						
	0.0	-59.4	-17.8	-7.7	0.0	-11.0	-29.2
	1.5	-58.8	-17.8	-7.7	0.0	0.5	-2.6
	3.0	-58.3	-17.8	-7.7	0.0	11.9	24.1
COL15	SIS05						
	0.0	-76.6	7.9	20.4	0.0	32.1	11.2
	1.5	-76.0	7.9	20.4	0.0	1.5	-0.7
	3.0	-75.5	7.9	20.4	0.0	-29.2	-12.5
COL15	SIS06						
	0.0	-76.8	7.9	-22.8	0.0	-34.2	11.2
	1.5	-76.2	7.9	-22.8	0.0	0.0	-0.6
	3.0	-75.6	7.9	-22.8	0.0	34.1	-12.4
COL15	SIS07						
	0.0	-68.6	-3.9	20.4	0.0	32.1	-7.4
	1.5	-68.0	-3.9	20.4	0.0	1.4	-1.5
	3.0	-67.5	-3.9	20.4	0.0	-29.2	4.4
COL15	SIS08						
	0.0	-68.8	-4.0	-22.8	0.0	-34.2	-7.5
	1.5	-68.2	-4.0	-22.8	0.0	-0.1	-1.5
	3.0	-67.6	-4.0	-22.8	0.0	34.1	4.5



FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL16	SIS01						
	0.0	-40.5	19.2	9.3	0.0	12.7	30.6
	1.5	-40.0	19.2	9.3	0.0	-1.2	1.8
	3.0	-39.4	19.2	9.3	0.0	-15.1	-27.0
COL16	SIS02						
	0.0	-35.6	19.2	-1.8	0.0	-5.3	30.7
	1.5	-35.1	19.2	-1.8	0.0	-2.6	1.8
	3.0	-34.5	19.2	-1.8	0.0	0.0	-27.0
COL16	SIS03						
	0.0	-16.0	-19.2	9.1	0.0	12.6	-30.7
	1.5	-15.4	-19.2	9.1	0.0	-1.1	-1.9
	3.0	-14.8	-19.2	9.1	0.0	-14.8	26.9
COL16	SIS04						
	0.0	-11.1	-19.2	-1.9	0.0	-5.5	-30.7
	1.5	-10.5	-19.2	-1.9	0.0	-2.6	-1.9
	3.0	-9.9	-19.2	-1.9	0.0	0.3	26.9
COL16	SIS05						
	0.0	-37.7	5.7	22.1	0.0	33.7	9.2
	1.5	-37.1	5.7	22.1	0.0	0.5	0.5
	3.0	-36.5	5.7	22.1	0.0	-32.6	-8.1
COL16	SIS06						
	0.0	-21.3	5.8	-14.7	0.0	-26.4	9.2
	1.5	-20.8	5.8	-14.7	0.0	-4.3	0.5
	3.0	-20.2	5.8	-14.7	0.0	17.7	-8.2
COL16	SIS07						
	0.0	-30.3	-5.8	22.1	0.0	33.6	-9.3
	1.5	-29.7	-5.8	22.1	0.0	0.6	-0.6
	3.0	-29.1	-5.8	22.1	0.0	-32.5	8.1
COL16	SIS08						
	0.0	-14.0	-5.7	-14.8	0.0	-26.5	-9.2
	1.5	-13.4	-5.7	-14.8	0.0	-4.3	-0.6
	3.0	-12.8	-5.7	-14.8	0.0	17.8	8.0

# ANEXO 3

## Resultados SAP2000 para el punto VI.2. Apéndice sobre Planta Baja

A continuación se presentan los resultados de la corrida completa para el punto VI.2 Apéndice Sobre Planta Baja, de la Planta Baja modelada bajo las condiciones de Carga Vertical y Sismo como se mostró en el punto respectivo.

La nomenclatura utilizada es:

*Ni* Nudo "i";

*COLi* Columna "i";  $i = 1, 2, 3, \dots, 16$

### Reacciones en los apoyos

JOINT	LOAD	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	WVERT	-0.1	3.0	20.7	-2.8	-0.1	0.0
3	WVERT	1.3	-0.9	53.9	1.0	1.3	0.0
5	WVERT	1.7	1.0	69.4	-0.9	1.6	0.0
7	WVERT	0.0	-3.5	25.5	3.5	-0.1	0.0
9	WVERT	3.1	5.4	84.8	-5.0	3.0	0.0
11	WVERT	2.3	-2.9	119.2	2.9	2.3	0.0
13	WVERT	3.0	2.6	150.8	-2.4	2.9	0.0
15	WVERT	4.1	-4.6	83.6	4.6	4.0	0.0
17	WVERT	-3.1	5.4	84.8	-5.0	-3.0	0.0
19	WVERT	-2.4	-2.9	118.5	3.0	-2.3	0.0
21	WVERT	-2.8	2.8	157.4	-2.6	-2.7	0.0
23	WVERT	-4.1	-4.8	84.3	4.8	-4.0	0.0
25	WVERT	0.1	3.0	20.7	-2.8	0.1	0.0
27	WVERT	-1.3	-1.0	53.4	1.0	-1.3	0.0
29	WVERT	-2.0	1.2	72.7	-1.1	-1.9	0.0
31	WVERT	0.0	-3.7	25.8	3.6	0.0	0.0

## Desplazamientos de los nodos del nivel N1

JOINT	LOAD	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
N1	SIS01	0.01140	0.00356	-0.00003	-0.00143	0.00121	0.00000
N1	SIS02	0.01140	-0.00335	-0.00007	-0.00054	0.00121	0.00001
N1	SIS03	-0.01130	0.00358	-0.00024	-0.00143	-0.00122	-0.00001
N1	SIS04	-0.01130	-0.00333	-0.00028	-0.00054	-0.00122	0.00000
N1	SIS05	0.00343	0.01160	-0.00006	-0.00247	0.00036	-0.00002
N1	SIS06	0.00344	-0.01140	-0.00019	0.00049	0.00036	0.00002
N1	SIS07	-0.00339	0.01160	-0.00012	-0.00247	-0.00037	-0.00002
N1	SIS08	-0.00339	-0.01140	-0.00025	0.00049	-0.00037	0.00001
N2	SIS01	0.01140	0.00352	-0.00031	0.00009	0.00155	0.00002
N2	SIS02	0.01140	-0.00338	-0.00031	0.00039	0.00154	0.00002
N2	SIS03	-0.01130	0.00355	-0.00052	0.00007	-0.00067	-0.00001
N2	SIS04	-0.01130	-0.00335	-0.00052	0.00036	-0.00068	-0.00001
N2	SIS05	0.00343	0.01160	-0.00038	-0.00025	0.00078	0.00001
N2	SIS06	0.00343	-0.01140	-0.00038	0.00071	0.00076	0.00001
N2	SIS07	-0.00336	0.01160	-0.00044	-0.00026	0.00011	0.00000
N2	SIS08	-0.00336	-0.01140	-0.00044	0.00071	0.00009	0.00001
N3	SIS01	0.01130	0.00351	-0.00042	-0.00049	0.00148	0.00001
N3	SIS02	0.01130	-0.00339	-0.00042	-0.00020	0.00148	0.00001
N3	SIS03	-0.01120	0.00353	-0.00064	-0.00050	-0.00038	0.00000
N3	SIS04	-0.01120	-0.00337	-0.00064	-0.00022	-0.00038	0.00000
N3	SIS05	0.00342	0.01160	-0.00050	-0.00082	0.00084	0.00000
N3	SIS06	0.00342	-0.01140	-0.00050	0.00012	0.00082	0.00002
N3	SIS07	-0.00334	0.01160	-0.00057	-0.00083	0.00028	0.00000
N3	SIS08	-0.00334	-0.01140	-0.00057	0.00012	0.00026	0.00001
N4	SIS01	0.01140	0.00348	-0.00011	0.00057	0.00119	-0.00001
N4	SIS02	0.01140	-0.00343	-0.00007	0.00150	0.00120	-0.00001
N4	SIS03	-0.01130	0.00350	-0.00032	0.00060	-0.00118	0.00001
N4	SIS04	-0.01130	-0.00341	-0.00028	0.00153	-0.00117	0.00001
N4	SIS05	0.00344	0.01150	-0.00023	-0.00050	0.00036	-0.00001
N4	SIS06	0.00344	-0.01150	-0.00009	0.00259	0.00037	0.00000
N4	SIS07	-0.00339	0.01160	-0.00029	-0.00049	-0.00035	0.00000
N4	SIS08	-0.00339	-0.01150	-0.00015	0.00260	-0.00034	0.00001

JOINT	LOAD	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
N5	SIS01	0.01140	0.00361	-0.00071	-0.00211	0.00153	0.00002
N5	SIS02	0.01140	-0.00326	-0.00076	-0.00142	0.00152	0.00002
N5	SIS03	-0.01130	0.00360	-0.00055	-0.00208	0.00040	0.00001
N5	SIS04	-0.01130	-0.00327	-0.00059	-0.00139	0.00040	0.00001
N5	SIS05	0.00343	0.01160	-0.00060	-0.00290	0.00115	0.00001
N5	SIS06	0.00343	-0.01130	-0.00075	-0.00060	0.00112	0.00002
N5	SIS07	-0.00339	0.01160	-0.00055	-0.00289	0.00081	0.00001
N5	SIS08	-0.00339	-0.01130	-0.00070	-0.00059	0.00078	0.00002
N6	SIS01	0.01130	0.00356	-0.00100	0.00065	0.00133	0.00001
N6	SIS02	0.01130	-0.00330	-0.00100	0.00095	0.00132	0.00001
N6	SIS03	-0.01130	0.00356	-0.00084	0.00063	0.00014	-0.00001
N6	SIS04	-0.01130	-0.00331	-0.00084	0.00093	0.00014	-0.00001
N6	SIS05	0.00342	0.01160	-0.00095	0.00029	0.00091	0.00000
N6	SIS06	0.00342	-0.01130	-0.00094	0.00129	0.00091	0.00001
N6	SIS07	-0.00337	0.01160	-0.00090	0.00029	0.00056	-0.00001
N6	SIS08	-0.00337	-0.01130	-0.00089	0.00129	0.00055	0.00000
N7	SIS01	0.01130	0.00355	-0.00125	-0.00101	0.00151	0.00000
N7	SIS02	0.01130	-0.00332	-0.00125	-0.00074	0.00152	0.00000
N7	SIS03	-0.01120	0.00355	-0.00107	-0.00098	0.00036	-0.00001
N7	SIS04	-0.01120	-0.00332	-0.00107	-0.00071	0.00037	0.00000
N7	SIS05	0.00341	0.01160	-0.00119	-0.00131	0.00110	-0.00001
N7	SIS06	0.00341	-0.01130	-0.00119	-0.00041	0.00113	0.00001
N7	SIS07	-0.00335	0.01160	-0.00113	-0.00130	0.00075	-0.00001
N7	SIS08	-0.00335	-0.01130	-0.00114	-0.00040	0.00079	0.00000
N8	SIS01	0.01140	0.00351	-0.00074	0.00092	0.00189	0.00001
N8	SIS02	0.01140	-0.00337	-0.00070	0.00181	0.00187	0.00001
N8	SIS03	-0.01130	0.00351	-0.00058	0.00090	0.00069	0.00002
N8	SIS04	-0.01130	-0.00337	-0.00054	0.00179	0.00068	0.00002
N8	SIS05	0.00344	0.01150	-0.00074	-0.00012	0.00148	0.00001
N8	SIS06	0.00344	-0.01140	-0.00060	0.00284	0.00144	0.00002
N8	SIS07	-0.00338	0.01150	-0.00069	-0.00013	0.00112	0.00001
N8	SIS08	-0.00338	-0.01140	-0.00055	0.00283	0.00108	0.00003

JOINT	LOAD	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
N9	SIS01	0.01130	0.00361	-0.00055	-0.00208	-0.00040	-0.00001
N9	SIS02	0.01130	-0.00326	-0.00059	-0.00139	-0.00040	-0.00001
N9	SIS03	-0.01140	0.00361	-0.00071	-0.00211	-0.00153	-0.00002
N9	SIS04	-0.01140	-0.00326	-0.00076	-0.00142	-0.00153	-0.00002
N9	SIS05	0.00339	0.01160	-0.00055	-0.00289	-0.00081	-0.00001
N9	SIS06	0.00339	-0.01130	-0.00070	-0.00059	-0.00078	-0.00002
N9	SIS07	-0.00343	0.01160	-0.00060	-0.00290	-0.00115	-0.00001
N9	SIS08	-0.00343	-0.01130	-0.00075	-0.00060	-0.00112	-0.00002
N10	SIS01	0.01130	0.00356	-0.00083	0.00064	-0.00014	0.00001
N10	SIS02	0.01130	-0.00331	-0.00083	0.00094	-0.00014	0.00001
N10	SIS03	-0.01130	0.00356	-0.00099	0.00065	-0.00133	-0.00001
N10	SIS04	-0.01130	-0.00330	-0.00099	0.00095	-0.00133	-0.00001
N10	SIS05	0.00337	0.01160	-0.00089	0.00029	-0.00056	0.00001
N10	SIS06	0.00337	-0.01130	-0.00088	0.00130	-0.00055	0.00000
N10	SIS07	-0.00342	0.01160	-0.00094	0.00030	-0.00092	0.00000
N10	SIS08	-0.00342	-0.01130	-0.00093	0.00130	-0.00091	-0.00001
N11	SIS01	0.01120	0.00355	-0.00112	-0.00106	-0.00029	0.00001
N11	SIS02	0.01120	-0.00332	-0.00112	-0.00079	-0.00030	0.00000
N11	SIS03	-0.01130	0.00355	-0.00130	-0.00109	-0.00144	0.00000
N11	SIS04	-0.01130	-0.00331	-0.00130	-0.00082	-0.00145	0.00000
N11	SIS05	0.00335	0.01160	-0.00119	-0.00138	-0.00068	0.00001
N11	SIS06	0.00335	-0.01130	-0.00119	-0.00048	-0.00071	0.00000
N11	SIS07	-0.00341	0.01160	-0.00124	-0.00139	-0.00102	0.00001
N11	SIS08	-0.00341	-0.01130	-0.00124	-0.00049	-0.00106	0.00000
N12	SIS01	0.01130	0.00351	-0.00059	0.00096	-0.00068	-0.00002
N12	SIS02	0.01130	-0.00337	-0.00055	0.00185	-0.00067	-0.00002
N12	SIS03	-0.01140	0.00351	-0.00075	0.00098	-0.00188	-0.00001
N12	SIS04	-0.01140	-0.00337	-0.00071	0.00187	-0.00187	-0.00001
N12	SIS05	0.00338	0.01150	-0.00069	-0.00007	-0.00112	-0.00001
N12	SIS06	0.00338	-0.01140	-0.00055	0.00289	-0.00107	-0.00003
N12	SIS07	-0.00344	0.01150	-0.00074	-0.00006	-0.00148	-0.00001
N12	SIS08	-0.00344	-0.01140	-0.00060	0.00290	-0.00143	-0.00002

JOINT	LOAD	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
N13	SIS01	0.01140	0.00359	-0.00024	-0.00143	0.00122	0.00001
N13	SIS02	0.01140	-0.00332	-0.00028	-0.00054	0.00122	0.00000
N13	SIS03	-0.01140	0.00356	-0.00003	-0.00144	-0.00121	0.00000
N13	SIS04	-0.01140	-0.00335	-0.00007	-0.00055	-0.00121	-0.00001
N13	SIS05	0.00339	0.01160	-0.00012	-0.00247	0.00037	0.00002
N13	SIS06	0.00339	-0.01140	-0.00025	0.00049	0.00037	-0.00001
N13	SIS07	-0.00343	0.01160	-0.00006	-0.00247	-0.00036	0.00002
N13	SIS08	-0.00343	-0.01140	-0.00019	0.00049	-0.00036	-0.00002
N14	SIS01	0.01130	0.00355	-0.00051	0.00007	0.00068	0.00001
N14	SIS02	0.01130	-0.00335	-0.00051	0.00036	0.00068	0.00001
N14	SIS03	-0.01140	0.00353	-0.00030	0.00010	-0.00154	-0.00002
N14	SIS04	-0.01140	-0.00337	-0.00030	0.00039	-0.00153	-0.00002
N14	SIS05	0.00336	0.01160	-0.00044	-0.00026	-0.00011	0.00000
N14	SIS06	0.00336	-0.01140	-0.00044	0.00071	-0.00009	-0.00001
N14	SIS07	-0.00343	0.01160	-0.00038	-0.00025	-0.00077	-0.00001
N14	SIS08	-0.00343	-0.01140	-0.00038	0.00072	-0.00075	-0.00001
N15	SIS01	0.01120	0.00354	-0.00067	-0.00055	0.00030	0.00000
N15	SIS02	0.01120	-0.00336	-0.00067	-0.00027	0.00030	0.00000
N15	SIS03	-0.01130	0.00351	-0.00045	-0.00054	-0.00156	-0.00001
N15	SIS04	-0.01130	-0.00339	-0.00045	-0.00026	-0.00156	-0.00001
N15	SIS05	0.00333	0.01160	-0.00059	-0.00088	-0.00036	0.00000
N15	SIS06	0.00334	-0.01140	-0.00059	0.00007	-0.00034	-0.00001
N15	SIS07	-0.00343	0.01160	-0.00052	-0.00088	-0.00092	0.00000
N15	SIS08	-0.00342	-0.01140	-0.00052	0.00007	-0.00090	-0.00002
N16	SIS01	0.01130	0.00350	-0.00032	0.00064	0.00117	-0.00001
N16	SIS02	0.01130	-0.00341	-0.00028	0.00157	0.00116	-0.00001
N16	SIS03	-0.01140	0.00348	-0.00011	0.00062	-0.00120	0.00001
N16	SIS04	-0.01140	-0.00343	-0.00007	0.00154	-0.00121	0.00001
N16	SIS05	0.00338	0.01160	-0.00030	-0.00045	0.00034	0.00000
N16	SIS06	0.00338	-0.01150	-0.00016	0.00264	0.00033	-0.00001
N16	SIS07	-0.00344	0.01150	-0.00023	-0.00046	-0.00037	0.00001
N16	SIS08	-0.00344	-0.01150	-0.00010	0.00264	-0.00038	0.00000

## Elementos Mecánicos de las Columnas

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL1	SIS01						
	0.0	-4.5	20.9	3.1	0.0	7.1	33.5
	1.5	-3.9	20.9	3.1	0.0	2.5	2.1
	3.0	-3.4	20.9	3.1	0.0	-2.2	-29.3
COL1	SIS02						
	0.0	-9.6	21.0	-9.1	0.0	-12.7	33.5
	1.5	-9.0	21.0	-9.1	0.0	0.9	2.1
	3.0	-8.5	21.0	-9.1	0.0	14.6	-29.3
COL1	SIS03						
	0.0	-31.7	-20.8	3.1	0.0	7.2	-33.3
	1.5	-31.1	-20.8	3.1	0.0	2.5	-2.1
	3.0	-30.6	-20.8	3.1	0.0	-2.2	29.1
COL1	SIS04						
	0.0	-36.8	-20.8	-9.1	0.0	-12.7	-33.3
	1.5	-36.2	-20.8	-9.1	0.0	0.9	-2.1
	3.0	-35.7	-20.8	-9.1	0.0	14.5	29.1
COL1	SIS05						
	0.0	-8.1	6.3	17.3	0.0	30.3	10.1
	1.5	-7.5	6.3	17.3	0.0	4.3	0.6
	3.0	-6.9	6.3	17.3	0.0	-21.7	-8.9
COL1	SIS06						
	0.0	-25.1	6.3	-23.3	0.0	-35.8	10.1
	1.5	-24.5	6.3	-23.3	0.0	-0.8	0.6
	3.0	-23.9	6.3	-23.3	0.0	34.1	-8.9
COL1	SIS07						
	0.0	-16.2	-6.2	17.4	0.0	30.3	-10.0
	1.5	-15.7	-6.2	17.4	0.0	4.3	-0.6
	3.0	-15.1	-6.2	17.4	0.0	-21.8	8.7
COL1	SIS08						
	0.0	-33.2	-6.2	-23.3	0.0	-35.8	-9.9
	1.5	-32.7	-6.2	-23.3	0.0	-0.9	-0.6
	3.0	-32.1	-6.2	-23.3	0.0	34.1	8.6

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL2	SIS01						
	0.0	-40.4	19.8	8.0	0.0	11.9	32.3
	1.5	-39.9	19.8	8.0	0.0	-0.2	2.7
	3.0	-39.3	19.8	8.0	0.0	-12.2	-27.0
COL2	SIS02						
	0.0	-40.4	19.8	-6.1	0.0	-9.8	32.3
	1.5	-39.8	19.8	-6.1	0.0	-0.7	2.7
	3.0	-39.3	19.8	-6.1	0.0	8.5	-27.0
COL2	SIS03						
	0.0	-67.4	-22.5	8.0	0.0	11.9	-34.9
	1.5	-66.8	-22.5	8.0	0.0	-0.1	-1.2
	3.0	-66.2	-22.5	8.0	0.0	-12.1	32.6
COL2	SIS04						
	0.0	-67.3	-22.5	-6.2	0.0	-9.9	-34.8
	1.5	-66.8	-22.5	-6.2	0.0	-0.6	-1.2
	3.0	-66.2	-22.5	-6.2	0.0	8.6	32.5
COL2	SIS05						
	0.0	-49.9	5.0	24.5	0.0	37.2	8.8
	1.5	-49.3	5.0	24.5	0.0	0.4	1.3
	3.0	-48.7	5.0	24.5	0.0	-36.3	-6.1
COL2	SIS06						
	0.0	-49.8	5.0	-22.6	0.0	-35.2	8.8
	1.5	-49.2	5.0	-22.6	0.0	-1.2	1.3
	3.0	-48.7	5.0	-22.6	0.0	32.7	-6.2
COL2	SIS07						
	0.0	-58.0	-7.7	24.5	0.0	37.2	-11.4
	1.5	-57.4	-7.7	24.5	0.0	0.5	0.2
	3.0	-56.8	-7.7	24.5	0.0	-36.3	11.8
COL2	SIS08						
	0.0	-57.9	-7.6	-22.6	0.0	-35.2	-11.3
	1.5	-57.3	-7.6	-22.6	0.0	-1.2	0.2
	3.0	-56.7	-7.6	-22.6	0.0	32.7	11.6



FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL3	SIS01						
	0.0	-54.8	19.9	6.1	0.0	10.0	32.4
	1.5	-54.2	19.9	6.1	0.0	0.8	2.6
	3.0	-53.7	19.9	6.1	0.0	-8.3	-27.2
COL3	SIS02						
	0.0	-54.9	19.9	-8.1	0.0	-11.8	32.4
	1.5	-54.3	19.9	-8.1	0.0	0.4	2.6
	3.0	-53.7	19.9	-8.1	0.0	12.5	-27.3
COL3	SIS03						
	0.0	-83.9	-23.3	6.1	0.0	10.0	-35.6
	1.5	-83.3	-23.3	6.1	0.0	0.9	-0.6
	3.0	-82.8	-23.3	6.1	0.0	-8.3	34.3
COL3	SIS04						
	0.0	-84.0	-23.3	-8.1	0.0	-11.7	-35.6
	1.5	-83.4	-23.3	-8.1	0.0	0.4	-0.7
	3.0	-82.8	-23.3	-8.1	0.0	12.5	34.3
COL3	SIS05						
	0.0	-64.9	4.7	22.6	0.0	35.3	8.5
	1.5	-64.4	4.7	22.6	0.0	1.4	1.5
	3.0	-63.8	4.7	22.6	0.0	-32.5	-5.7
COL3	SIS06						
	0.0	-65.1	4.8	-24.6	0.0	-37.1	8.6
	1.5	-64.5	4.8	-24.6	0.0	-0.2	1.4
	3.0	-64.0	4.8	-24.6	0.0	36.7	-5.8
COL3	SIS07						
	0.0	-73.7	-8.2	22.6	0.0	35.3	-11.9
	1.5	-73.1	-8.2	22.6	0.0	1.4	0.5
	3.0	-72.5	-8.2	22.6	0.0	-32.5	12.8
COL3	SIS08						
	0.0	-73.8	-8.2	-24.6	0.0	-37.1	-11.8
	1.5	-73.3	-8.2	-24.6	0.0	-0.2	0.4
	3.0	-72.7	-8.2	-24.6	0.0	36.7	12.7

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL4	SIS01						
		0.0	-14.7	21.0	9.5	0.0	13.3
		1.5	-14.2	21.0	9.5	0.0	-1.0
		3.0	-13.6	21.0	9.5	0.0	-15.2
COL4	SIS02						
		0.0	-9.4	21.0	-2.6	0.0	-6.5
		1.5	-8.8	21.0	-2.6	0.0	-2.6
		3.0	-8.2	21.0	-2.6	0.0	1.3
COL4	SIS03						
		0.0	-41.6	-21.0	9.6	0.0	13.4
		1.5	-41.0	-21.0	9.6	0.0	-1.0
		3.0	-40.4	-21.0	9.6	0.0	-15.5
COL4	SIS04						
		0.0	-36.2	-21.0	-2.4	0.0	-6.3
		1.5	-35.7	-21.0	-2.4	0.0	-2.6
		3.0	-35.1	-21.0	-2.4	0.0	1.0
COL4	SIS05						
		0.0	-30.4	6.4	23.6	0.0	36.3
		1.5	-29.8	6.4	23.6	0.0	0.9
		3.0	-29.2	6.4	23.6	0.0	-34.6
COL4	SIS06						
		0.0	-12.5	6.3	-16.6	0.0	-29.4
		1.5	-12.0	6.3	-16.6	0.0	-4.5
		3.0	-11.4	6.3	-16.6	0.0	20.5
COL4	SIS07						
		0.0	-38.4	-6.3	23.7	0.0	36.3
		1.5	-37.8	-6.3	23.7	0.0	0.8
		3.0	-37.3	-6.3	23.7	0.0	-34.7
COL4	SIS08						
		0.0	-20.6	-6.3	-16.6	0.0	-29.3
		1.5	-20.0	-6.3	-16.6	0.0	-4.5
		3.0	-19.4	-6.3	-16.6	0.0	20.4

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL5	SIS01						
	0.0	-92.3	19.9	1.0	0.0	5.1	32.5
	1.5	-91.7	19.9	1.0	0.0	3.6	2.6
	3.0	-91.1	19.9	1.0	0.0	2.2	-27.2
COL5	SIS02						
	0.0	-98.2	19.9	-11.8	0.0	-15.2	32.5
	1.5	-97.6	19.9	-11.8	0.0	2.5	2.6
	3.0	-97.1	19.9	-11.8	0.0	20.1	-27.2
COL5	SIS03						
	0.0	-71.3	-26.1	1.1	0.0	5.2	-38.5
	1.5	-70.7	-26.1	1.1	0.0	3.6	0.7
	3.0	-70.1	-26.1	1.1	0.0	2.0	39.9
COL5	SIS04						
	0.0	-77.3	-26.1	-11.7	0.0	-15.1	-38.5
	1.5	-76.7	-26.1	-11.7	0.0	2.4	0.7
	3.0	-76.1	-26.1	-11.7	0.0	19.9	39.8
COL5	SIS05						
	0.0	-77.9	3.7	15.9	0.0	28.9	7.6
	1.5	-77.4	3.7	15.9	0.0	5.0	2.0
	3.0	-76.8	3.7	15.9	0.0	-18.8	-3.6
COL5	SIS06						
	0.0	-97.9	3.8	-26.6	0.0	-38.9	7.7
	1.5	-97.3	3.8	-26.6	0.0	1.0	1.9
	3.0	-96.7	3.8	-26.6	0.0	41.0	-3.8
COL5	SIS07						
	0.0	-71.7	-10.1	15.9	0.0	28.9	-13.7
	1.5	-71.1	-10.1	15.9	0.0	5.0	1.4
	3.0	-70.5	-10.1	15.9	0.0	-18.9	16.5
COL5	SIS08						
	0.0	-91.6	-10.0	-26.6	0.0	-38.9	-13.6
	1.5	-91.0	-10.0	-26.6	0.0	1.0	1.3
	3.0	-90.4	-10.0	-26.6	0.0	40.9	16.3

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL6	SIS01						
	0.0	-129.7	20.4	9.9	0.0	13.8	33.0
	1.5	-129.1	20.4	9.9	0.0	-1.1	2.3
	3.0	-128.5	20.4	9.9	0.0	-16.0	-28.4
COL6	SIS02						
	0.0	-129.3	20.5	-4.1	0.0	-7.8	33.0
	1.5	-128.7	20.5	-4.1	0.0	-1.6	2.3
	3.0	-128.2	20.5	-4.1	0.0	4.6	-28.4
COL6	SIS03						
	0.0	-109.2	-25.1	9.9	0.0	13.7	-37.5
	1.5	-108.6	-25.1	9.9	0.0	-1.1	0.2
	3.0	-108.0	-25.1	9.9	0.0	-15.9	38.0
COL6	SIS04						
	0.0	-108.0	-25.1	-4.2	0.0	-7.9	-37.5
	1.5	-108.2	-25.1	-4.2	0.0	-1.6	0.2
	3.0	-107.7	-25.1	-4.2	0.0	4.6	37.9
COL6	SIS05						
	0.0	-122.9	4.5	26.3	0.0	38.9	8.3
	1.5	-122.3	4.5	26.3	0.0	-0.5	1.6
	3.0	-121.8	4.5	26.3	0.0	-39.9	-5.1
COL6	SIS06						
	0.0	-121.7	4.5	-20.5	0.0	-33.0	8.3
	1.5	-121.1	4.5	-20.5	0.0	-2.2	1.6
	3.0	-120.6	4.5	-20.5	0.0	28.5	-5.2
COL6	SIS07						
	0.0	-116.8	-9.2	26.2	0.0	38.9	-12.8
	1.5	-116.2	-9.2	26.2	0.0	-0.5	1.0
	3.0	-115.6	-9.2	26.2	0.0	-39.9	14.8
COL6	SIS08						
	0.0	-115.6	-9.2	-20.5	0.0	-33.0	-12.8
	1.5	-115.0	-9.2	-20.5	0.0	-2.2	0.9
	3.0	-114.4	-9.2	-20.5	0.0	28.6	14.7

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL7	SIS01						
	0.0	-162.4	19.7	4.5	0.0	8.4	32.2
	1.5	-161.8	19.7	4.5	0.0	1.7	2.6
	3.0	-161.2	19.7	4.5	0.0	-5.0	-27.0
COL7	SIS02						
	0.0	-162.5	19.7	-9.7	0.0	-13.2	32.2
	1.5	-161.9	19.7	-9.7	0.0	1.3	2.6
	3.0	-161.3	19.7	-9.7	0.0	15.8	-26.9
COL7	SIS03						
	0.0	-139.2	-25.7	4.5	0.0	8.5	-38.0
	1.5	-138.6	-25.7	4.5	0.0	1.7	0.6
	3.0	-138.1	-25.7	4.5	0.0	-5.1	39.2
COL7	SIS04						
	0.0	-139.3	-25.8	-9.6	0.0	-13.2	-38.0
	1.5	-138.7	-25.8	-9.6	0.0	1.2	0.6
	3.0	-138.2	-25.8	-9.6	0.0	15.6	39.3
COL7	SIS05						
	0.0	-154.2	3.9	21.0	0.0	33.7	7.7
	1.5	-153.6	3.9	21.0	0.0	2.3	1.9
	3.0	-153.0	3.9	21.0	0.0	-29.2	-3.9
COL7	SIS06						
	0.0	-154.5	3.7	-26.1	0.0	-38.5	7.6
	1.5	-153.9	3.7	-26.1	0.0	0.7	2.0
	3.0	-153.3	3.7	-26.1	0.0	39.9	-3.7
COL7	SIS07						
	0.0	-147.2	-9.8	21.0	0.0	33.8	-13.4
	1.5	-146.6	-9.8	21.0	0.0	2.3	1.3
	3.0	-146.1	-9.8	21.0	0.0	-29.3	16.0
COL7	SIS08						
	0.0	-147.5	-9.9	-26.1	0.0	-38.5	-13.5
	1.5	-147.0	-9.9	-26.1	0.0	0.7	1.4
	3.0	-146.4	-9.9	-26.1	0.0	39.8	16.2

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL8	SIS01						
	0.0	-96.7	18.7	10.7	0.0	14.5	31.4
	1.5	-96.1	18.7	10.7	0.0	-1.6	3.3
	3.0	-95.5	18.7	10.7	0.0	-17.6	-24.8
COL8	SIS02						
	0.0	-91.2	18.8	-1.4	0.0	-5.3	31.4
	1.5	-90.6	18.8	-1.4	0.0	-3.1	3.2
	3.0	-90.0	18.8	-1.4	0.0	-1.0	-24.9
COL8	SIS03						
	0.0	-76.1	-27.1	10.6	0.0	14.4	-39.4
	1.5	-75.5	-27.1	10.6	0.0	-1.6	1.2
	3.0	-75.0	-27.1	10.6	0.0	-17.5	41.8
COL8	SIS04						
	0.0	-70.6	-27.0	-1.5	0.0	-5.4	-39.4
	1.5	-70.1	-27.0	-1.5	0.0	-3.1	1.2
	3.0	-69.5	-27.0	-1.5	0.0	-0.8	41.7
COL8	SIS05						
	0.0	-95.9	2.7	24.8	0.0	37.4	6.5
	1.5	-95.3	2.7	24.8	0.0	0.2	2.6
	3.0	-94.7	2.7	24.8	0.0	-37.0	-1.4
COL8	SIS06						
	0.0	-77.6	2.8	-15.6	0.0	-28.3	6.7
	1.5	-77.0	2.8	-15.6	0.0	-4.9	2.5
	3.0	-76.4	2.8	-15.6	0.0	18.5	-1.7
COL8	SIS07						
	0.0	-89.7	-11.1	24.8	0.0	37.4	-14.7
	1.5	-89.1	-11.1	24.8	0.0	0.2	1.9
	3.0	-88.6	-11.1	24.8	0.0	-37.0	18.6
COL8	SIS08						
	0.0	-71.4	-11.0	-15.6	0.0	-28.3	-14.6
	1.5	-70.8	-11.0	-15.6	0.0	-4.9	1.9
	3.0	-70.3	-11.0	-15.6	0.0	18.6	18.3

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL9	SIS01						
	0.0	-71.3	26.1	1.1	0.0	5.2	38.5
	1.5	-70.7	26.1	1.1	0.0	3.6	-0.7
	3.0	-70.2	26.1	1.1	0.0	2.0	-39.9
COL9	SIS02						
	0.0	-77.3	26.1	-11.7	0.0	-15.1	38.5
	1.5	-76.7	26.1	-11.7	0.0	2.4	-0.7
	3.0	-76.1	26.1	-11.7	0.0	19.9	-39.8
COL9	SIS03						
	0.0	-92.3	-19.9	1.0	0.0	5.1	-32.5
	1.5	-91.7	-19.9	1.0	0.0	3.6	-2.7
	3.0	-91.1	-19.9	1.0	0.0	2.2	27.2
COL9	SIS04						
	0.0	-96.2	-19.9	-11.8	0.0	-15.2	-32.5
	1.5	-97.7	-19.9	-11.8	0.0	2.5	-2.6
	3.0	-97.1	-19.9	-11.8	0.0	20.1	27.2
COL9	SIS05						
	0.0	-71.7	10.1	15.9	0.0	28.9	13.7
	1.5	-71.1	10.1	15.9	0.0	5.0	-1.4
	3.0	-70.5	10.1	15.9	0.0	-18.9	-16.5
COL9	SIS06						
	0.0	-91.6	10.0	-26.6	0.0	-38.9	13.6
	1.5	-91.0	10.0	-26.6	0.0	1.0	-1.3
	3.0	-90.4	10.0	-26.6	0.0	40.9	-16.3
COL9	SIS07						
	0.0	-78.0	-3.7	15.9	0.0	28.9	-7.6
	1.5	-77.4	-3.7	15.9	0.0	5.0	-2.0
	3.0	-76.8	-3.7	15.9	0.0	-18.8	3.6
COL9	SIS08						
	0.0	-97.9	-3.8	-26.6	0.0	-38.9	-7.7
	1.5	-97.3	-3.8	-26.6	0.0	1.0	-1.9
	3.0	-96.7	-3.8	-26.6	0.0	41.0	3.8

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL10	SIS01						
	0.0	-108.4	25.2	9.9	0.0	13.7	37.5
	1.5	-107.8	25.2	9.9	0.0	-1.1	-0.2
	3.0	-107.2	25.2	9.9	0.0	-15.9	-38.0
COL10	SIS02						
	0.0	-108.0	25.1	-4.2	0.0	-7.8	37.5
	1.5	-107.5	25.1	-4.2	0.0	-1.6	-0.2
	3.0	-106.9	25.1	-4.2	0.0	4.6	-38.0
COL10	SIS03						
	0.0	-128.9	-20.4	9.9	0.0	13.8	-32.9
	1.5	-128.3	-20.4	9.9	0.0	-1.1	-2.3
	3.0	-127.7	-20.4	9.9	0.0	-16.0	28.4
COL10	SIS04						
	0.0	-128.5	-20.4	-4.1	0.0	-7.8	-33.0
	1.5	-128.0	-20.4	-4.1	0.0	-1.6	-2.3
	3.0	-127.4	-20.4	-4.1	0.0	4.5	28.4
COL10	SIS05						
	0.0	-116.0	9.2	26.3	0.0	38.9	12.8
	1.5	-115.4	9.2	26.3	0.0	-0.5	-1.0
	3.0	-114.8	9.2	26.3	0.0	-39.9	-14.8
COL10	SIS06						
	0.0	-114.8	9.2	-20.5	0.0	-33.0	12.8
	1.5	-114.2	9.2	-20.5	0.0	-2.2	-1.0
	3.0	-113.6	9.2	-20.5	0.0	28.5	-14.7
COL10	SIS07						
	0.0	-122.1	-4.5	26.3	0.0	38.9	-8.3
	1.5	-121.6	-4.5	26.3	0.0	-0.5	-1.6
	3.0	-121.0	-4.5	26.3	0.0	-39.9	5.1
COL10	SIS08						
	0.0	-120.9	-4.5	-20.5	0.0	-33.0	-8.3
	1.5	-120.4	-4.5	-20.5	0.0	-2.2	-1.6
	3.0	-119.8	-4.5	-20.5	0.0	28.5	5.2



FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3	
COL11	SIS01							
	0.0	-145.8	25.5	4.3	0.0	8.3	37.8	
	1.5	-145.2	25.5	4.3	0.0	1.8	-0.5	
COL11	SIS02	3.0	-144.6	25.5	4.3	0.0	-4.6	-38.7
		0.0	-145.9	25.5	-9.8	0.0	-13.4	37.8
		1.5	-145.3	25.5	-9.8	0.0	1.4	-0.5
COL11	SIS03	3.0	-144.7	25.5	-9.8	0.0	16.1	-38.8
		0.0	-169.0	-20.0	4.2	0.0	8.2	-32.5
		1.5	-168.4	-20.0	4.2	0.0	1.9	-2.5
COL11	SIS04	3.0	-167.8	-20.0	4.2	0.0	-4.5	27.5
		0.0	-169.1	-20.0	-9.9	0.0	-13.5	-32.4
		1.5	-168.5	-20.0	-9.9	0.0	1.4	-2.5
COL11	SIS05	3.0	-167.9	-20.0	-9.9	0.0	16.3	27.4
		0.0	-153.8	9.5	20.8	0.0	33.5	13.1
		1.5	-153.2	9.5	20.8	0.0	2.4	-1.2
COL11	SIS06	3.0	-152.6	9.5	20.8	0.0	-28.7	-15.5
		0.0	-154.1	9.7	-26.4	0.0	-38.7	13.3
		1.5	-153.5	9.7	-26.4	0.0	0.8	-1.2
COL11	SIS07	3.0	-153.0	9.7	-26.4	0.0	40.4	-15.7
		0.0	-160.7	-4.1	20.7	0.0	33.5	-7.9
		1.5	-160.2	-4.1	20.7	0.0	2.4	-1.0
COL11	SIS08	3.0	-159.6	-4.1	20.7	0.0	-28.7	4.4
		0.0	-161.1	-4.0	-26.4	0.0	-38.7	-7.8
		1.5	-160.5	-4.0	-26.4	0.0	0.8	-1.8
		3.0	-159.9	-4.0	-26.4	0.0	40.4	4.2

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL12	SIS01						
	0.0	-76.7	27.0	10.8	0.0	14.6	39.4
	1.5	-76.2	27.0	10.8	0.0	-1.7	-1.2
	3.0	-75.6	27.0	10.8	0.0	-17.9	-41.7
COL12	SIS02						
	0.0	-71.2	27.0	-1.3	0.0	-5.2	39.3
	1.5	-70.7	27.0	-1.3	0.0	-3.2	-1.2
	3.0	-70.1	27.0	-1.3	0.0	-1.2	-41.7
COL12	SIS03						
	0.0	-97.3	-18.8	10.9	0.0	14.7	-31.4
	1.5	-96.7	-18.8	10.9	0.0	-1.7	-3.2
	3.0	-96.1	-18.8	10.9	0.0	-18.0	24.9
COL12	SIS04						
	0.0	-91.0	-18.8	-1.2	0.0	-5.1	-31.4
	1.5	-91.2	-18.8	-1.2	0.0	-3.2	-3.2
	3.0	-90.6	-18.8	-1.2	0.0	-1.4	25.0
COL12	SIS05						
	0.0	-90.3	11.1	25.0	0.0	37.6	14.7
	1.5	-89.8	11.1	25.0	0.0	0.1	-1.9
	3.0	-89.2	11.1	25.0	0.0	-37.4	-18.5
COL12	SIS06						
	0.0	-72.0	10.9	-15.4	0.0	-28.1	14.5
	1.5	-71.5	10.9	-15.4	0.0	-5.0	-1.9
	3.0	-70.9	10.9	-15.4	0.0	18.2	-18.2
COL12	SIS07						
	0.0	-96.5	-2.7	25.0	0.0	37.6	-6.6
	1.5	-95.9	-2.7	25.0	0.0	0.1	-2.5
	3.0	-95.3	-2.7	25.0	0.0	-37.4	1.5
COL12	SIS08						
	0.0	-78.2	-2.8	-15.4	0.0	28.1	-6.7
	1.5	-77.6	-2.8	-15.4	0.0	-5.0	-2.5
	3.0	-77.0	-2.8	-15.4	0.0	18.1	1.8

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL13	SIS01						
	0.0	-31.7	20.8	3.1	0.0	7.2	33.3
	1.5	-31.2	20.8	3.1	0.0	2.5	2.1
	3.0	-30.6	20.8	3.1	0.0	-2.2	-29.1
COL13	SIS02						
	0.0	-36.8	20.8	-9.1	0.0	-12.6	33.3
	1.5	-36.3	20.8	-9.1	0.0	0.9	2.1
	3.0	-35.7	20.8	-9.1	0.0	14.5	-29.1
COL13	SIS03						
	0.0	-4.5	-20.9	3.1	0.0	7.1	-33.5
	1.5	-4.0	-20.9	3.1	0.0	2.5	-2.1
	3.0	-3.4	-20.9	3.1	0.0	-2.1	29.3
COL13	SIS04						
	0.0	-9.6	-21.0	-9.1	0.0	-12.7	-33.5
	1.5	-9.1	-21.0	-9.1	0.0	0.9	-2.1
	3.0	-8.5	-21.0	-9.1	0.0	14.6	29.3
COL13	SIS05						
	0.0	-16.3	6.2	17.4	0.0	30.3	10.0
	1.5	-15.7	6.2	17.4	0.0	4.3	0.6
	3.0	-15.1	6.2	17.4	0.0	-21.8	-8.7
COL13	SIS06						
	0.0	-33.3	6.2	-23.3	0.0	-35.8	9.9
	1.5	-32.7	6.2	-23.3	0.0	-0.8	0.6
	3.0	-32.1	6.2	-23.3	0.0	34.1	-8.6
COL13	SIS07						
	0.0	-8.1	-6.3	17.3	0.0	30.3	-10.1
	1.5	-7.5	-6.3	17.3	0.0	4.3	-0.6
	3.0	-6.9	-6.3	17.3	0.0	-21.7	8.9
COL13	SIS08						
	0.0	-25.1	-6.3	-23.3	0.0	-35.8	-10.1
	1.5	-24.5	-6.3	-23.3	0.0	-0.8	-0.6
	3.0	-23.9	-6.3	-23.3	0.0	34.1	8.9

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL14	SIS01						
	0.0	-66.9	22.5	8.0	0.0	11.9	34.9
	1.5	-66.3	22.5	8.0	0.0	-0.1	1.2
	3.0	-65.7	22.5	8.0	0.0	-12.1	-32.5
COL14	SISU2						
	0.0	-66.9	22.4	-6.1	0.0	-9.8	34.8
	1.5	-66.3	22.4	-6.1	0.0	-0.6	1.2
	3.0	-65.7	22.4	-6.1	0.0	8.6	-32.5
COL14	SIS03						
	0.0	-40.0	-19.8	8.1	0.0	11.9	-32.3
	1.5	-39.4	-19.8	8.1	0.0	-0.2	-2.7
	3.0	-38.8	-19.8	8.1	0.0	-12.2	27.0
COL14	SIS04						
	0.0	-40.0	-19.8	-6.1	0.0	-9.8	-32.3
	1.5	-39.4	-19.8	-6.1	0.0	-0.7	-2.7
	3.0	-38.8	-19.8	-6.1	0.0	8.5	27.1
COL14	SIS05						
	0.0	-57.5	7.7	24.5	0.0	37.2	11.4
	1.5	-56.9	7.7	24.5	0.0	0.4	-0.2
	3.0	-56.4	7.7	24.5	0.0	-36.3	-11.7
COL14	SIS06						
	0.0	-57.4	7.6	-22.6	0.0	-35.1	11.3
	1.5	-56.8	7.6	-22.6	0.0	-1.2	-0.1
	3.0	-56.3	7.6	-22.6	0.0	32.7	-11.6
COL14	SIS07						
	0.0	-49.4	-5.0	24.5	0.0	37.2	-8.8
	1.5	-48.9	-5.0	24.5	0.0	0.4	-1.3
	3.0	-48.3	-5.0	24.5	0.0	-36.4	6.1
COL14	SIS08						
	0.0	-49.3	-5.1	-22.6	0.0	-35.1	-8.9
	1.5	-48.8	-5.1	-22.6	0.0	-1.3	-1.3
	3.0	-48.2	-5.1	-22.6	0.0	32.6	6.3

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL15	SIS01						
	0.0	-87.2	23.6	5.9	0.0	9.8	35.9
	1.5	-86.6	23.6	5.9	0.0	1.0	0.5
	3.0	-86.1	23.6	5.9	0.0	-7.9	-34.8
COL15	SIS02						
	0.0	-87.3	23.5	-8.2	0.0	-11.9	35.8
	1.5	-86.7	23.5	-8.2	0.0	0.5	0.5
	3.0	-86.1	23.5	-8.2	0.0	12.8	-34.8
COL15	SIS03						
	0.0	-58.1	-19.6	5.9	0.0	9.8	-32.1
	1.5	-57.6	-19.6	5.9	0.0	0.9	-2.7
	3.0	-57.0	-19.6	5.9	0.0	-7.9	26.7
COL15	SIS04						
	0.0	-58.2	-19.6	-8.3	0.0	-11.9	-32.1
	1.5	-57.6	-19.6	-8.3	0.0	0.4	-2.7
	3.0	-57.0	-19.6	-8.3	0.0	12.8	26.8
COL15	SIS05						
	0.0	-77.0	8.5	22.4	0.0	35.2	12.1
	1.5	-76.4	8.5	22.4	0.0	1.5	-0.6
	3.0	-75.8	8.5	22.4	0.0	-32.1	-13.3
COL15	SIS06						
	0.0	-77.2	8.4	-24.8	0.0	-37.3	12.0
	1.5	-76.6	8.4	-24.8	0.0	-0.1	-0.6
	3.0	-76.0	8.4	-24.8	0.0	37.0	-13.2
COL15	SIS07						
	0.0	-68.2	-4.5	22.4	0.0	35.2	-8.3
	1.5	-67.7	-4.5	22.4	0.0	1.5	-1.6
	3.0	-67.1	-4.5	22.4	0.0	-32.1	5.1
COL15	SIS08						
	0.0	-68.4	-4.5	-24.8	0.0	-37.3	-8.4
	1.5	-67.9	-4.5	-24.8	0.0	-0.1	-1.6
	3.0	-67.3	-4.5	-24.8	0.0	37.0	5.3

FRAME		P	V2	V3	T	M2	M3
COL16	SIS01						
	0.0	-41.9	21.0	9.8	0.0	13.6	33.5
	1.5	-41.3	21.0	9.8	0.0	-1.1	2.0
	3.0	-40.0	21.0	9.0	0.0	-15.0	-29.5
COL16	SIS02						
	0.0	-36.6	21.0	-2.3	0.0	-6.2	33.5
	1.5	-36.0	21.0	-2.3	0.0	-2.7	2.0
	3.0	-35.4	21.0	-2.3	0.0	0.7	-29.5
COL16	SIS03						
	0.0	-15.1	-21.0	9.6	0.0	13.4	-33.6
	1.5	-14.5	-21.0	9.6	0.0	-1.1	-2.1
	3.0	-13.9	-21.0	9.6	0.0	-15.5	29.4
COL16	SIS04						
	0.0	-9.7	-21.0	-2.4	0.0	-6.3	-33.6
	1.5	-9.1	-21.0	-2.4	0.0	-2.7	-2.1
	3.0	-8.6	-21.0	-2.4	0.0	1.0	29.4
COL16	SIS05						
	0.0	-38.8	6.3	23.8	0.0	36.5	10.0
	1.5	-38.2	6.3	23.8	0.0	0.8	0.6
	3.0	-37.6	6.3	23.8	0.0	-34.9	-8.8
COL16	SIS06						
	0.0	-20.9	6.3	-16.4	0.0	-29.2	10.1
	1.5	-20.4	6.3	-16.4	0.0	-4.6	0.6
	3.0	-19.8	6.3	-16.4	0.0	20.1	-8.9
COL16	SIS07						
	0.0	-30.7	-6.3	23.8	0.0	36.4	-10.1
	1.5	-30.1	-6.3	23.8	0.0	0.8	-0.6
	3.0	-29.6	-6.3	23.8	0.0	-34.9	8.8
COL16	SIS08						
	0.0	-12.9	-6.3	-16.5	0.0	-29.3	-10.1
	1.5	-12.3	-6.3	-16.5	0.0	-4.6	-0.7
	3.0	-11.7	-6.3	-16.5	0.0	20.2	8.8

# ANEXO 4

## Resultados SAP2000 para el punto VI.3. Muros Acoplados a Planta Baja

A continuación se presentan los resultados de la corrida completa para el punto VI.3 Muros Acoplados a Planta Baja del edificio completo modelado bajo las condiciones de Carga Vertical y Sismo como se mostró en el punto respectivo.

La nomenclatura utilizada es:

$N_i$  Nudo "i";

$COL_i$  Columna "i";  $i = 1, 2, 3, \dots, 16$

## Reacciones en los apoyos

JOINT REACTIONS							
JOINT	LOAD	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	WVERT	0.3	0.5	16.1	-0.5	0.3	0.0
3	WVERT	0.6	-0.1	32.3	0.1	0.6	0.0
5	WVERT	0.4	-0.1	37.6	0.2	0.5	0.0
7	WVERT	0.6	-0.6	21.4	0.7	0.6	0.0
9	WVERT	0.0	1.5	33.7	-1.4	0.0	0.0
11	WVERT	0.1	-0.9	56.7	0.9	0.1	0.0
13	WVERT	0.2	0.4	52.9	-0.3	0.3	0.0
15	WVERT	0.1	-0.8	43.8	0.8	0.1	0.0
17	WVERT	0.0	1.5	33.6	-1.4	0.0	0.0
19	WVERT	-0.1	-0.9	56.2	0.9	-0.1	0.0
21	WVERT	-0.2	0.4	52.8	-0.3	-0.3	0.0
23	WVERT	-0.1	-0.8	43.8	0.8	-0.1	0.0
25	WVERT	-0.3	0.5	16.0	-0.5	-0.3	0.0
27	WVERT	-0.6	-0.1	32.1	0.1	-0.6	0.0
29	WVERT	-0.4	-0.1	37.4	0.2	-0.5	0.0
31	WVERT	-0.6	-0.6	21.4	0.7	-0.6	0.0

## Desplazamientos de los nodos

JOINT DISPLACEMENTS							
JOINT	LOAD	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
N1	SIS01	0.74	0.24	-0.01	-0.05	0.09	0.00
N1	SIS02	0.74	-0.21	-0.02	-0.01	0.09	0.00
N1	SIS03	-0.73	0.21	-0.02	-0.05	-0.06	0.01
N1	SIS04	-0.73	-0.24	-0.04	-0.01	-0.06	0.01
N1	SIS05	0.22	0.75	0.00	-0.10	0.04	0.00
N1	SIS06	0.22	-0.74	-0.04	0.04	0.04	0.00
N1	SIS07	-0.22	0.74	0.00	-0.10	0.00	0.01
N1	SIS08	-0.22	-0.75	-0.05	0.04	0.00	0.00
2	SIS01	0.85	0.25	-0.04	-0.04	0.05	0.00
2	SIS02	0.84	-0.23	-0.07	-0.03	0.04	0.00
2	SIS03	-0.84	0.23	-0.06	-0.04	0.04	0.00
2	SIS04	-0.84	-0.24	-0.10	-0.04	0.04	0.00
2	SIS05	0.26	0.79	-0.01	-0.04	0.05	0.00
2	SIS06	0.25	-0.78	-0.12	-0.04	0.04	0.00
2	SIS07	-0.25	0.79	-0.02	-0.04	0.05	0.00
2	SIS08	-0.26	-0.79	-0.12	-0.04	0.03	0.00
2951	SIS01	0.94	0.25	-0.05	-0.03	0.05	0.00
2951	SIS02	0.93	-0.25	-0.09	-0.02	0.04	0.00
2951	SIS03	-0.93	0.25	-0.08	-0.04	0.03	0.00
2951	SIS04	-0.94	-0.24	-0.11	-0.03	0.03	0.00
2951	SIS05	0.29	0.82	-0.02	-0.04	0.05	0.00
2951	SIS06	0.27	-0.82	-0.14	-0.02	0.03	0.00
2951	SIS07	-0.27	0.82	-0.03	-0.04	0.04	0.00
2951	SIS08	-0.29	-0.82	-0.14	-0.02	0.03	0.00
4842	SIS01	1.03	0.25	-0.05	0.00	0.06	0.00
4842	SIS02	1.02	-0.26	-0.09	0.00	0.06	0.00
4842	SIS03	-1.03	0.27	-0.08	-0.01	0.07	0.00
4842	SIS04	-1.03	-0.24	-0.11	-0.01	0.07	0.00
4842	SIS05	0.32	0.85	-0.02	-0.01	0.06	0.00
4842	SIS06	0.29	-0.85	-0.14	0.01	0.05	0.00
4842	SIS07	-0.30	0.86	-0.03	-0.02	0.08	0.00
4842	SIS08	-0.32	-0.84	-0.15	0.00	0.06	0.00
N5	SIS01	0.74	0.24	-0.04	-0.10	0.06	0.00
N5	SIS02	0.74	-0.21	-0.05	-0.07	0.06	0.00
N5	SIS03	-0.74	0.23	-0.04	-0.11	-0.05	0.01
N5	SIS04	-0.74	-0.21	-0.05	-0.08	-0.05	0.01
N5	SIS05	0.22	0.76	-0.04	-0.15	0.02	0.00
N5	SIS06	0.22	-0.73	-0.06	-0.03	0.02	0.00
N5	SIS07	-0.22	0.76	-0.04	-0.15	-0.01	0.00
N5	SIS08	-0.22	-0.73	-0.06	-0.04	-0.02	0.00
10	SIS01	0.84	0.24	-0.07	-0.05	0.04	0.00
10	SIS02	0.84	-0.23	-0.08	-0.05	0.04	0.00
10	SIS03	-0.84	0.24	-0.08	-0.06	-0.04	0.00
10	SIS04	-0.84	-0.23	-0.08	-0.05	-0.04	0.00
10	SIS05	0.26	0.80	-0.06	-0.06	0.01	0.00
10	SIS06	0.25	-0.79	-0.09	-0.04	0.01	0.00
10	SIS07	-0.25	0.80	-0.07	-0.06	-0.01	0.00
10	SIS08	-0.25	-0.79	-0.09	-0.05	-0.01	0.00



JOINT DISPLACEMENTS							
JOINT	LOAD	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
2955	SIS01	0.94	0.25	-0.08	-0.05	0.03	0.00
2955	SIS02	0.93	-0.25	-0.08	-0.05	0.03	0.00
2955	SIS03	-0.93	0.25	-0.08	-0.06	-0.04	0.00
2955	SIS04	-0.94	-0.25	-0.09	-0.05	-0.04	0.00
2955	SIS05	0.29	0.83	-0.07	-0.06	0.01	0.00
2955	SIS06	0.28	-0.83	-0.10	-0.04	0.01	0.00
2955	SIS08	-0.29	-0.83	-0.10	-0.04	-0.01	0.00
4846	WVERT	0.00	0.00	-0.10	-0.09	0.00	0.00
4846	SIS01	1.03	0.25	-0.08	-0.08	0.04	0.00
4846	SIS02	1.02	-0.26	-0.09	-0.07	0.04	0.00
4846	SIS03	-1.02	0.26	-0.09	-0.08	-0.04	0.00
4846	SIS04	-1.03	-0.26	-0.09	-0.08	-0.04	0.00
4846	SIS05	0.32	0.86	-0.07	-0.08	0.01	0.00
4846	SIS06	0.30	-0.87	-0.10	-0.07	0.01	0.00
4846	SIS08	-0.32	-0.87	-0.10	-0.07	-0.01	0.00
N9	WVERT	0.00	0.01	-0.05	-0.10	0.00	0.00
N9	SIS01	0.74	0.23	-0.04	-0.11	0.05	-0.01
N9	SIS02	0.74	-0.21	-0.05	-0.08	0.05	-0.01
N9	SIS03	-0.74	0.24	-0.04	-0.10	-0.06	0.00
N9	SIS04	-0.74	-0.21	-0.05	-0.07	-0.06	0.00
N9	SIS05	0.22	0.76	-0.04	-0.15	0.01	0.00
N9	SIS06	0.22	-0.73	-0.06	-0.04	0.02	0.00
N9	SIS08	-0.22	-0.73	-0.06	-0.03	-0.02	0.00
18	WVERT	0.00	0.00	-0.08	-0.06	0.00	0.00
18	SIS01	0.84	0.24	-0.08	-0.08	0.04	0.00
18	SIS02	0.84	-0.23	-0.08	-0.05	0.04	0.00
18	SIS03	-0.84	0.24	-0.07	-0.05	-0.04	0.00
18	SIS04	-0.84	-0.23	-0.08	-0.05	-0.04	0.00
18	SIS05	0.25	0.80	-0.06	-0.06	0.01	0.00
18	SIS06	0.25	-0.79	-0.09	-0.05	0.01	0.00
18	SIS08	-0.25	-0.79	-0.09	-0.04	-0.01	0.00
2959	WVERT	0.00	0.00	-0.09	-0.06	0.00	0.00
2959	SIS01	0.93	0.25	-0.08	-0.06	0.04	0.00
2959	SIS02	0.94	-0.25	-0.09	-0.05	0.04	0.00
2959	SIS03	-0.94	0.25	-0.08	-0.06	-0.03	0.00
2959	SIS04	-0.93	-0.25	-0.08	-0.05	-0.03	0.00
2959	SIS05	0.27	0.83	-0.07	-0.06	0.01	0.00
2959	SIS06	0.29	-0.83	-0.10	-0.04	0.01	0.00
2959	SIS08	-0.27	-0.83	-0.10	-0.04	-0.01	0.00
4850	WVERT	0.00	0.00	-0.10	-0.09	0.00	0.00
4850	SIS01	1.03	0.26	-0.09	-0.08	0.04	0.00
4850	SIS02	1.03	-0.26	-0.09	-0.08	0.04	0.00
4850	SIS03	-1.03	0.25	-0.08	-0.08	-0.04	0.00
4850	SIS04	-1.02	-0.26	-0.09	-0.07	-0.04	0.00
4850	SIS05	0.30	0.86	-0.08	-0.09	0.01	0.00
4850	SIS06	0.32	-0.87	-0.10	-0.07	0.01	0.00
4850	SIS08	-0.30	-0.87	-0.10	-0.07	-0.01	0.00
N13	WVERT	0.00	0.00	-0.02	-0.03	-0.02	0.00

JOINT DISPLACEMENTS							
JOINT	LOAD	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
N13	SIS01	0.73	0.21	-0.02	-0.05	0.06	-0.01
N13	SIS02	0.73	-0.24	-0.04	-0.01	0.06	-0.01
N13	SIS03	-0.74	0.24	-0.01	-0.05	-0.09	0.00
N13	SIS04	-0.74	-0.21	-0.02	0.00	-0.09	0.00
N13	SIS06	0.22	-0.75	-0.05	0.04	0.00	0.00
N13	SIS07	-0.22	0.75	0.00	-0.10	-0.04	0.00
N13	SIS08	-0.22	-0.74	-0.04	0.04	-0.04	0.00
26	WVERT	0.00	0.00	-0.08	-0.04	-0.05	0.00
26	SIS01	0.84	0.23	-0.06	-0.04	-0.04	0.00
26	SIS02	0.84	-0.24	-0.10	-0.04	-0.04	0.00
26	SIS03	-0.85	0.25	-0.04	-0.04	-0.05	0.00
26	SIS04	-0.84	-0.23	-0.07	-0.03	-0.04	0.00
26	SIS06	0.26	-0.79	-0.12	-0.04	-0.03	0.00
26	SIS07	-0.26	0.79	-0.01	-0.04	-0.05	0.00
26	SIS08	-0.25	-0.78	-0.12	-0.04	-0.04	0.00
2963	WVERT	0.00	0.00	-0.09	-0.03	-0.05	0.00
2963	SIS01	0.93	0.25	-0.08	-0.04	-0.03	0.00
2963	SIS02	0.94	-0.24	-0.11	-0.03	-0.03	0.00
2963	SIS03	-0.94	0.25	-0.05	-0.03	-0.05	0.00
2963	SIS04	-0.93	-0.25	-0.09	-0.02	-0.04	0.00
2963	SIS06	0.29	-0.82	-0.14	-0.02	-0.03	0.00
2963	SIS07	-0.29	0.82	-0.02	-0.04	-0.05	0.00
2963	SIS08	-0.27	-0.82	-0.14	-0.02	-0.03	0.00
4854	WVERT	0.00	0.00	-0.09	-0.01	-0.07	0.00
4854	SIS01	1.03	0.27	-0.08	-0.01	-0.07	0.00
4854	SIS02	1.03	-0.24	-0.11	-0.01	-0.07	0.00
4854	SIS03	-1.03	0.25	-0.05	0.00	-0.06	0.00
4854	SIS04	-1.02	-0.26	-0.09	0.00	-0.06	0.00
4857	SIS05	0.32	0.84	-0.14	0.00	0.01	0.00
4857	SIS06	0.29	-0.85	-0.04	0.02	0.01	0.00
4857	SIS07	-0.29	0.84	-0.12	0.00	-0.01	0.00
4857	SIS08	-0.32	-0.85	-0.02	0.02	-0.01	0.00

## Elementos Mecánicos de las Columnas

FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL1	WVERT						
	0.0	-16.1	-0.3	-0.5	0.0	-0.5	-0.3
	1.5	-16.1	-0.3	-0.5	0.0	0.3	0.2
	3.0	-16.1	-0.3	-0.5	0.0	1.1	0.7
COL1	SIS01						
	0.0	-5.4	6.5	1.8	0.0	3.2	10.6
	1.5	-5.4	6.5	1.8	0.0	0.4	0.8
	3.0	-5.4	6.5	1.8	0.0	-2.4	-9.0
COL1	SIS02						
	0.0	-13.5	6.5	-2.4	0.0	-3.5	10.6
	1.5	-13.5	6.5	-2.4	0.0	0.0	0.8
	3.0	-13.5	6.5	-2.4	0.0	3.6	-9.0
COL1	SIS03						
	0.0	-15.8	-7.1	1.4	0.1	2.6	-11.2
	1.5	-15.8	-7.1	1.4	0.1	0.5	-0.5
	3.0	-15.8	-7.1	1.4	0.1	-1.7	10.2
COL1	SIS04						
	0.0	-23.9	-7.1	-2.8	0.0	-4.1	-11.2
	1.5	-23.9	-7.1	-2.8	0.0	0.1	-0.5
	3.0	-23.9	-7.1	-2.8	0.0	4.3	10.2
COL1	SIS05						
	0.0	0.4	1.7	6.6	0.0	10.8	3.0
	1.5	0.4	1.7	6.6	0.0	0.9	0.4
	3.0	0.4	1.7	6.6	0.0	-9.1	-2.2
COL1	SIS06						
	0.0	-26.5	1.8	-7.4	0.0	-11.5	3.0
	1.5	-26.5	1.8	-7.4	0.0	-0.4	0.4
	3.0	-26.5	1.8	-7.4	0.0	10.8	-2.3
COL1	SIS07						
	0.0	-2.7	-2.4	6.5	0.0	10.6	-3.6
	1.5	-2.7	-2.4	6.5	0.0	0.9	0.0
	3.0	-2.7	-2.4	6.5	0.0	-8.9	3.5
COL1	SIS08						
	0.0	-29.7	-2.3	-7.6	0.0	-11.7	-3.5
	1.5	-29.7	-2.3	-7.6	0.0	-0.4	0.0
	3.0	-29.7	-2.3	-7.6	0.0	11.0	3.5

FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL2	WVERT						
	0.0	-32.3	-0.6	0.1	0.0	0.1	-0.6
	1.5	-32.3	-0.6	0.1	0.0	0.0	0.3
COL2	SIS01						
	0.0	-16.3	6.5	2.5	0.0	3.9	10.7
	1.5	-16.3	6.5	2.5	0.0	0.1	1.0
COL2	SIS02						
	0.0	-19.4	6.5	-2.0	0.0	-3.2	10.7
	1.5	-19.4	6.5	-2.0	0.0	-0.1	0.9
COL2	SIS03						
	0.0	-39.3	-7.6	2.2	0.0	3.4	-11.8
	1.5	-39.3	-7.6	2.2	0.0	0.1	-0.4
COL2	SIS04						
	0.0	-42.5	-7.6	-2.4	0.0	-3.6	-11.8
	1.5	-42.5	-7.6	-2.4	0.0	-0.1	-0.4
COL2	SIS05						
	0.0	-20.7	1.6	7.7	0.0	11.9	2.8
	1.5	-20.7	1.6	7.7	0.0	0.3	0.5
COL2	SIS06						
	0.0	-31.1	1.6	-7.4	0.0	-11.5	2.8
	1.5	-31.1	1.6	-7.4	0.0	-0.4	0.5
COL2	SIS07						
	0.0	-27.6	-2.7	7.6	0.0	11.7	-3.9
	1.5	-27.6	-2.7	7.6	0.0	0.3	0.1
COL2	SIS08						
	0.0	-38.0	-2.6	-7.5	0.0	-11.6	-3.9
	1.5	-38.0	-2.6	-7.5	0.0	-0.4	0.0
	3.0	-38.0	-2.6	-7.5	0.0	10.9	4.0

FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL3	WVERT						
	0.0	-37.6	-0.4	0.1	0.0	0.2	-0.5
	1.5	-37.6	-0.4	0.1	0.0	0.0	0.2
COL3	SIS01						
	0.0	-19.6	6.6	2.4	0.0	3.7	10.9
	1.5	-19.6	6.6	2.4	0.0	0.1	0.9
COL3	SIS02						
	0.0	-18.4	6.6	-2.2	0.0	-3.3	10.9
	1.5	-18.4	6.6	-2.2	0.0	-0.1	0.9
COL3	SIS03						
	0.0	-50.3	-7.4	2.4	0.0	3.6	-11.8
	1.5	-50.3	-7.4	2.4	0.0	0.1	-0.6
COL3	SIS04						
	0.0	-49.1	-7.5	-2.2	0.0	-3.4	-11.8
	1.5	-49.1	-7.5	-2.2	0.0	-0.1	-0.6
COL3	SIS05						
	0.0	-31.8	1.7	7.7	0.0	11.9	3.0
	1.5	-31.8	1.7	7.7	0.0	0.3	0.4
COL3	SIS06						
	0.0	-27.7	1.7	-7.5	0.0	-11.6	2.9
	1.5	-27.7	1.7	-7.5	0.0	-0.3	0.4
COL3	SIS07						
	0.0	-41.0	-2.5	7.7	0.0	11.9	-3.8
	1.5	-41.0	-2.5	7.7	0.0	0.3	-0.1
COL3	SIS08						
	0.0	-36.9	-2.5	-7.5	0.0	-11.6	-3.9
	1.5	-36.9	-2.5	-7.5	0.0	-0.3	-0.1
COL3							
	0.0	-36.9	-2.5	-7.5	0.0	10.9	3.7
	1.5	-36.9	-2.5	-7.5	0.0	10.9	3.7

FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL4	WVERT						
	0.0	-21.4	-0.6	0.6	0.0	0.7	-0.6
	1.5	-21.4	-0.6	0.6	0.0	-0.2	0.3
	3.0	-21.4	-0.6	0.6	0.0	-1.2	1.1
COL4	SIS01						
	0.0	-13.1	6.5	2.5	0.0	3.8	10.7
	1.5	-13.1	6.5	2.5	0.0	0.0	0.9
	3.0	-13.1	6.5	2.5	0.0	-3.8	-8.9
COL4	SIS02						
	0.0	-4.5	6.6	-1.6	0.0	-2.8	10.8
	1.5	-4.5	6.6	-1.6	0.0	-0.4	0.9
	3.0	-4.5	6.6	-1.6	0.0	2.1	-9.1
COL4	SIS03						
	0.0	-34.7	-7.7	2.8	0.0	4.1	-11.9
	1.5	-34.7	-7.7	2.8	0.0	-0.1	-0.4
	3.0	-34.7	-7.7	2.8	0.0	-4.2	11.1
COL4	SIS04						
	0.0	-26.1	-7.6	-1.4	0.0	-2.6	-11.8
	1.5	-26.1	-7.6	-1.4	0.0	-0.5	-0.5
	3.0	-26.1	-7.6	-1.4	0.0	1.6	10.9
COL4	SIS05						
	0.0	-30.6	1.5	7.5	0.0	11.6	2.7
	1.5	-30.6	1.5	7.5	0.0	0.5	0.5
	3.0	-30.6	1.5	7.5	0.0	-10.7	-1.7
COL4	SIS06						
	0.0	-2.1	1.8	-6.4	0.0	-10.5	3.0
	1.5	-2.1	1.8	-6.4	0.0	-0.9	0.4
	3.0	-2.1	1.8	-6.4	0.0	8.7	-2.3
COL4	SIS07						
	0.0	-37.1	-2.8	7.5	0.0	11.7	-4.1
	1.5	-37.1	-2.8	7.5	0.0	0.4	0.1
	3.0	-37.1	-2.8	7.5	0.0	-10.9	4.3
COL4	SIS08						
	0.0	-8.6	-2.5	-6.3	0.0	-10.4	-3.8
	1.5	-8.6	-2.5	-6.3	0.0	-0.9	0.0
	3.0	-8.6	-2.5	-6.3	0.0	8.6	3.7

FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL5	WVERT						
	0.0	-33.7	0.0	-1.5	0.0	-1.4	0.0
	1.5	-33.7	0.0	-1.5	0.0	0.9	0.0
	3.0	-33.7	0.0	-1.5	0.0	3.2	0.1
COL5	SIS01						
	0.0	-27.8	7.1	0.9	0.0	2.2	11.2
	1.5	-27.8	7.1	0.9	0.0	0.9	0.5
	3.0	-27.8	7.1	0.9	0.0	-0.4	-10.2
COL5	SIS02						
	0.0	-31.9	7.2	-3.5	0.0	-4.6	11.2
	1.5	-31.9	7.2	-3.5	0.0	0.6	0.5
	3.0	-31.9	7.2	-3.5	0.0	5.8	-10.2
COL5	SIS03						
	0.0	-29.0	-7.2	0.7	0.0	2.0	-11.3
	1.5	-29.0	-7.2	0.7	0.0	1.0	-0.5
	3.0	-29.0	-7.2	0.7	0.0	-0.1	10.4
COL5	SIS04						
	0.0	-33.2	-7.2	-3.6	0.0	-4.8	-11.3
	1.5	-33.2	-7.2	-3.6	0.0	0.7	-0.5
	3.0	-33.2	-7.2	-3.6	0.0	6.1	10.4
COL5	SIS05						
	0.0	-23.4	2.1	5.9	0.0	10.1	3.3
	1.5	-23.4	2.1	5.9	0.0	1.3	0.2
	3.0	-23.4	2.1	5.9	0.0	-7.5	-2.9
COL5	SIS06						
	0.0	-37.2	2.1	-8.6	0.0	-12.6	3.4
	1.5	-37.2	2.1	-8.6	0.0	0.3	0.2
	3.0	-37.2	2.1	-8.6	0.0	13.2	-3.1
COL5	SIS07						
	0.0	-23.7	-2.2	5.8	0.0	10.0	-3.5
	1.5	-23.7	-2.2	5.8	0.0	1.3	-0.1
	3.0	-23.7	-2.2	5.8	0.0	-7.4	3.2
COL5	SIS08						
	0.0	-37.6	-2.2	-8.6	0.0	-12.6	-3.4
	1.5	-37.6	-2.2	-8.6	0.0	0.3	-0.1
	3.0	-37.6	-2.2	-8.6	0.0	13.3	3.1

FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL6	WVERT						
	0.0	-56.8	-0.1	0.9	0.0	0.9	-0.1
	1.5	-56.8	-0.1	0.9	0.0	-0.4	0.0
	3.0	-56.8	-0.1	0.9	0.0	-1.7	0.2
COL6	SIS01						
	0.0	-53.6	7.5	3.0	0.0	4.3	11.7
	1.5	-53.6	7.5	3.0	0.0	-0.2	0.5
	3.0	-53.6	7.5	3.0	0.0	-4.8	-10.7
COL6	SIS02						
	0.0	-54.0	7.5	-1.5	0.0	-2.7	11.7
	1.5	-54.0	7.5	-1.5	0.0	-0.4	0.5
	3.0	-54.0	7.5	-1.5	0.0	1.9	-10.7
COL6	SIS03						
	0.0	-48.3	-7.7	3.2	0.0	4.4	-11.9
	1.5	-48.3	-7.7	3.2	0.0	-0.3	-0.4
	3.0	-48.3	-7.7	3.2	0.0	-5.0	11.1
COL6	SIS04						
	0.0	-48.8	-7.7	-1.4	0.0	-2.6	-11.9
	1.5	-48.8	-7.7	-1.4	0.0	-0.5	-0.4
	3.0	-48.8	-7.7	-1.4	0.0	1.7	11.1
COL6	SIS05						
	0.0	-51.1	2.2	8.4	0.0	12.6	3.5
	1.5	-51.1	2.2	8.4	0.0	-0.1	0.2
	3.0	-51.1	2.2	8.4	0.0	-12.7	-3.2
COL6	SIS06						
	0.0	-52.8	2.1	-6.9	0.0	-10.9	3.4
	1.5	-52.8	2.1	-6.9	0.0	-0.6	0.2
	3.0	-52.8	2.1	-6.9	0.0	9.6	-3.0
COL6	SIS07						
	0.0	-49.6	-2.3	8.5	0.0	12.6	-3.6
	1.5	-49.6	-2.3	8.5	0.0	-0.1	-0.1
	3.0	-49.6	-2.3	8.5	0.0	-12.8	3.4
COL6	SIS08						
	0.0	-51.2	-2.4	-6.8	0.0	-10.9	-3.7
	1.5	-51.2	-2.4	-6.8	0.0	-0.7	-0.1
	3.0	-51.2	-2.4	-6.8	0.0	9.6	3.5



FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL7	WVERT						
	0.0	-52.9	-0.2	-0.4	0.0	-0.3	-0.3
	1.5	-52.9	-0.2	-0.4	0.0	0.3	0.1
	3.0	-52.9	-0.2	-0.4	0.0	0.9	0.4
COL7	SIS01						
	0.0	-43.9	8.2	1.9	0.0	3.2	12.4
	1.5	-43.9	8.2	1.9	0.0	0.4	0.1
	3.0	-43.9	8.2	1.9	0.0	-2.5	-12.2
COL7	SIS02						
	0.0	-45.3	8.2	-2.7	0.0	-3.9	12.4
	1.5	-45.3	8.2	-2.7	0.0	0.2	0.1
	3.0	-45.3	8.2	-2.7	0.0	4.3	-12.1
COL7	SIS03						
	0.0	-50.2	-8.6	2.0	0.0	3.3	-12.9
	1.5	-50.2	-8.6	2.0	0.0	0.3	0.0
	3.0	-50.2	-8.6	2.0	0.0	-2.7	12.9
COL7	SIS04						
	0.0	-51.7	-8.6	-2.7	0.0	-3.8	-12.9
	1.5	-51.7	-8.6	-2.7	0.0	0.2	0.0
	3.0	-51.7	-8.6	-2.7	0.0	4.2	12.9
COL7	SIS05						
	0.0	-44.4	2.4	7.3	0.0	11.5	3.6
	1.5	-44.4	2.4	7.3	0.0	0.5	0.1
	3.0	-44.4	2.4	7.3	0.0	-10.5	-3.5
COL7	SIS06						
	0.0	-49.2	2.3	-8.1	0.0	-12.2	3.5
	1.5	-49.2	2.3	-8.1	0.0	0.0	0.1
	3.0	-49.2	2.3	-8.1	0.0	12.2	-3.3
COL7	SIS07						
	0.0	-46.3	-2.7	7.4	0.0	11.5	-4.0
	1.5	-46.3	-2.7	7.4	0.0	0.5	0.0
	3.0	-46.3	-2.7	7.4	0.0	-10.5	4.1
COL7	SIS08						
	0.0	-51.1	-2.8	-8.1	0.0	-12.1	-4.1
	1.5	-51.1	-2.8	-8.1	0.0	0.0	0.1
	3.0	-51.1	-2.8	-8.1	0.0	12.1	4.2

FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL8	WVERT						
	0.0	-43.9	-0.1	0.8	0.0	0.8	-0.1
	1.5	-43.9	-0.1	0.8	0.0	-0.3	0.0
	3.0	-43.9	-0.1	0.8	0.0	-1.5	0.2
COL8	SIS01						
	0.0	-45.2	7.3	2.8	0.0	4.1	11.5
	1.5	-45.2	7.3	2.8	0.0	-0.1	0.6
	3.0	-45.2	7.3	2.8	0.0	-4.2	-10.4
COL8	SIS02						
	0.0	-37.7	7.3	-1.4	0.0	-2.5	11.6
	1.5	-37.7	7.3	-1.4	0.0	-0.5	0.6
	3.0	-37.7	7.3	-1.4	0.0	1.6	-10.4
COL8	SIS03						
	0.0	-41.6	-7.5	2.7	0.0	4.0	-11.8
	1.5	-41.6	-7.5	2.7	0.0	-0.1	-0.5
	3.0	-41.6	-7.5	2.7	0.0	-4.2	10.8
COL8	SIS04						
	0.0	-34.1	-7.5	-1.4	0.0	-2.6	-11.8
	1.5	-34.1	-7.5	-1.4	0.0	-0.5	-0.5
	3.0	-34.1	-7.5	-1.4	0.0	1.6	10.8
COL8	SIS05						
	0.0	-52.7	2.1	7.6	0.0	11.8	3.4
	1.5	-52.7	2.1	7.6	0.0	0.4	0.2
	3.0	-52.7	2.1	7.6	0.0	-10.9	-3.0
COL8	SIS06						
	0.0	-27.7	2.1	-6.2	0.0	-10.3	3.4
	1.5	-27.7	2.1	-6.2	0.0	-1.0	0.2
	3.0	-27.7	2.1	-6.2	0.0	8.3	-3.0
COL8	SIS07						
	0.0	-51.6	-2.3	7.6	0.0	11.8	-3.6
	1.5	-51.6	-2.3	7.6	0.0	0.4	-0.1
	3.0	-51.6	-2.3	7.6	0.0	-10.9	3.4
COL8	SIS08						
	0.0	-26.6	-2.3	-6.2	0.0	-10.3	-3.6
	1.5	-26.6	-2.3	-6.2	0.0	-1.0	-0.1
	3.0	-26.6	-2.3	-6.2	0.0	8.3	3.4

FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL9	WVERT						
	0.0	-33.6	0.0	-1.5	0.0	-1.4	0.0
	1.5	-33.6	0.0	-1.5	0.0	0.9	0.0
	3.0	-33.6	0.0	-1.5	0.0	3.2	-0.1
COL9	SIS01						
	0.0	-28.9	7.2	0.7	0.0	2.1	11.3
	1.5	-28.9	7.2	0.7	0.0	1.0	0.5
	3.0	-28.9	7.2	0.7	0.0	-0.1	-10.4
COL9	SIS02						
	0.0	-33.1	7.2	-3.6	0.0	-4.8	11.3
	1.5	-33.1	7.2	-3.6	0.0	0.7	0.5
	3.0	-33.1	7.2	-3.6	0.0	6.1	-10.4
COL9	SIS03						
	0.0	-27.6	-7.1	0.9	0.0	2.2	-11.2
	1.5	-27.6	-7.1	0.9	0.0	0.9	-0.5
	3.0	-27.6	-7.1	0.9	0.0	-0.4	10.2
COL9	SIS04						
	0.0	-31.8	-7.2	-3.5	0.0	-4.6	-11.2
	1.5	-31.8	-7.2	-3.5	0.0	0.6	-0.5
	3.0	-31.8	-7.2	-3.5	0.0	5.8	10.2
COL9	SIS05						
	0.0	-23.6	2.2	5.8	0.0	10.0	3.5
	1.5	-23.6	2.2	5.8	0.0	1.3	0.1
	3.0	-23.6	2.2	5.8	0.0	-7.4	-3.2
COL9	SIS06						
	0.0	-37.5	2.2	-8.6	0.0	-12.6	3.4
	1.5	-37.5	2.2	-8.6	0.0	0.3	0.1
	3.0	-37.5	2.2	-8.6	0.0	13.2	-3.1
COL9	SIS07						
	0.0	-23.2	-2.1	5.9	0.0	10.1	-3.3
	1.5	-23.2	-2.1	5.9	0.0	1.3	-0.2
	3.0	-23.2	-2.1	5.9	0.0	-7.5	2.9
COL9	SIS08						
	0.0	-37.1	-2.1	-8.6	0.0	-12.6	-3.4
	1.5	-37.1	-2.1	-8.6	0.0	0.3	-0.2
	3.0	-37.1	-2.1	-8.6	0.0	13.1	3.1

FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL10	WVERT						
	0.0	-56.2	0.1	0.9	0.0	0.9	0.1
	1.5	-56.2	0.1	0.9	0.0	-0.4	0.0
	3.0	-56.2	0.1	0.9	0.0	-1.7	-0.2
COL10	SIS01						
	0.0	-47.7	7.7	3.1	0.0	4.4	11.9
	1.5	-47.7	7.7	3.1	0.0	-0.3	0.4
	3.0	-47.7	7.7	3.1	0.0	-5.0	-11.1
COL10	SIS02						
	0.0	-48.2	7.7	-1.4	0.0	-2.6	11.9
	1.5	-48.2	7.7	-1.4	0.0	-0.5	0.4
	3.0	-48.2	7.7	-1.4	0.0	1.7	-11.1
COL10	SIS03						
	0.0	-53.0	-7.5	3.0	0.0	4.3	-11.7
	1.5	-53.0	-7.5	3.0	0.0	-0.2	-0.5
	3.0	-53.0	-7.5	3.0	0.0	-4.8	10.7
COL10	SIS04						
	0.0	-53.5	-7.5	-1.6	0.0	-2.7	-11.7
	1.5	-53.5	-7.5	-1.6	0.0	-0.4	-0.5
	3.0	-53.5	-7.5	-1.6	0.0	1.9	10.7
COL10	SIS05						
	0.0	-49.0	2.3	8.4	0.0	12.6	3.6
	1.5	-49.0	2.3	8.4	0.0	-0.1	0.1
	3.0	-49.0	2.3	8.4	0.0	-12.8	-3.4
COL10	SIS06						
	0.0	-50.6	2.4	-6.8	0.0	-10.9	3.7
	1.5	-50.6	2.4	-6.8	0.0	-0.7	0.1
	3.0	-50.6	2.4	-6.8	0.0	9.6	-3.5
COL10	SIS07						
	0.0	-50.6	-2.2	8.4	0.0	12.6	-3.5
	1.5	-50.6	-2.2	8.4	0.0	-0.1	-0.2
	3.0	-50.6	-2.2	8.4	0.0	-12.7	3.2
COL10	SIS08						
	0.0	-52.2	-2.1	-6.9	0.0	-10.9	-3.4
	1.5	-52.2	-2.1	-6.9	0.0	-0.6	-0.2
	3.0	-52.2	-2.1	-6.9	0.0	9.6	3.0

FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL11	WVERT						
	0.0	-52.8	0.2	-0.4	0.0	-0.3	0.3
	1.5	-52.8	0.2	-0.4	0.0	0.3	-0.1
	3.0	-52.8	0.2	-0.4	0.0	0.9	-0.5
COL11	SIS01						
	0.0	-50.1	8.6	2.0	0.0	3.3	12.9
	1.5	-50.1	8.6	2.0	0.0	0.3	0.0
	3.0	-50.1	8.6	2.0	0.0	-2.6	-12.9
COL11	SIS02						
	0.0	-51.6	8.6	-2.7	0.0	-3.8	13.0
	1.5	-51.6	8.6	-2.7	0.0	0.2	0.0
	3.0	-51.6	8.6	-2.7	0.0	4.2	-13.0
COL11	SIS03						
	0.0	-43.8	-8.2	1.9	0.0	3.2	-12.4
	1.5	-43.8	-8.2	1.9	0.0	0.4	-0.1
	3.0	-43.8	-8.2	1.9	0.0	-2.5	12.2
COL11	SIS04						
	0.0	-45.2	-8.2	-2.7	0.0	-3.9	-12.4
	1.5	-45.2	-8.2	-2.7	0.0	0.2	-0.1
	3.0	-45.2	-8.2	-2.7	0.0	4.3	12.1
COL11	SIS05						
	0.0	-46.2	2.7	7.4	0.0	11.5	4.0
	1.5	-46.2	2.7	7.4	0.0	0.5	0.0
	3.0	-46.2	2.7	7.4	0.0	-10.5	-4.1
COL11	SIS06						
	0.0	-51.0	2.8	-8.1	0.0	-12.1	4.1
	1.5	-51.0	2.8	-8.1	0.0	0.0	-0.1
	3.0	-51.0	2.8	-8.1	0.0	12.1	-4.2
COL11	SIS07						
	0.0	-44.3	-2.3	7.3	0.0	11.5	-3.6
	1.5	-44.3	-2.3	7.3	0.0	0.5	-0.1
	3.0	-44.3	-2.3	7.3	0.0	-10.5	3.4
COL11	SIS08						
	0.0	-49.1	-2.3	-8.1	0.0	-12.2	-3.5
	1.5	-49.1	-2.3	-8.1	0.0	0.0	-0.1
	3.0	-49.1	-2.3	-8.1	0.0	12.2	3.3

FRAME ELEMENT FORCES								
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3	
COL12	WVERT							
	0.0	-43.8	0.1	0.8	0.0	0.8	0.1	
	1.5	-43.8	0.1	0.8	0.0	-0.3	0.0	
COL12	SIS01	3.0	-43.8	0.1	0.8	0.0	-1.5	-0.2
		0.0	-41.6	7.5	2.7	0.0	4.0	11.8
		1.5	-41.6	7.5	2.7	0.0	-0.1	0.5
COL12	SIS02	3.0	-41.6	7.5	2.7	0.0	-4.2	-10.8
		0.0	-34.1	7.5	-1.4	0.0	-2.6	11.8
		1.5	-34.1	7.5	-1.4	0.0	-0.5	0.5
COL12	SIS03	3.0	-34.1	7.5	-1.4	0.0	1.6	-10.8
		0.0	-45.1	-7.3	2.8	0.0	4.1	-11.5
		1.5	-45.1	-7.3	2.8	0.0	-0.1	-0.6
COL12	SIS04	3.0	-45.1	-7.3	2.8	0.0	-4.2	10.4
		0.0	-37.6	-7.3	-1.4	0.0	-2.5	-11.5
		1.5	-37.6	-7.3	-1.4	0.0	-0.5	-0.6
COL12	SIS05	3.0	-37.6	-7.3	-1.4	0.0	1.6	10.4
		0.0	-51.6	2.3	7.6	0.0	11.8	3.6
		1.5	-51.6	2.3	7.6	0.0	0.4	0.1
COL12	SIS06	3.0	-51.6	2.3	7.6	0.0	-10.9	-3.4
		0.0	-26.6	2.3	-6.2	0.0	-10.3	3.6
		1.5	-26.6	2.3	-6.2	0.0	-1.0	0.1
COL12	SIS07	3.0	-26.6	2.3	-6.2	0.0	8.3	-3.4
		0.0	-52.7	-2.1	7.6	0.0	11.8	-3.4
		1.5	-52.7	-2.1	7.6	0.0	0.4	-0.2
COL12	SIS08	3.0	-52.7	-2.1	7.6	0.0	-10.9	3.0
		0.0	-27.6	-2.1	-6.2	0.0	-10.3	-3.4
		1.5	-27.6	-2.1	-6.2	0.0	-1.0	-0.2
		3.0	-27.6	-2.1	-6.2	0.0	8.3	3.0

FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL13	WVERT						
	0.0	-16.0	0.3	-0.5	0.0	-0.5	0.3
	1.5	-16.0	0.3	-0.5	0.0	0.3	-0.2
	3.0	-16.0	0.3	-0.5	0.0	1.1	-0.7
COL13	SIS01						
	0.0	-15.7	7.1	1.4	-0.1	2.6	11.2
	1.5	-15.7	7.1	1.4	-0.1	0.5	0.5
	3.0	-15.7	7.1	1.4	-0.1	-1.7	-10.2
COL13	SIS02						
	0.0	-23.8	7.1	-2.8	0.0	-4.1	11.2
	1.5	-23.8	7.1	-2.8	0.0	0.1	0.5
	3.0	-23.8	7.1	-2.8	0.0	4.3	-10.2
COL13	SIS03						
	0.0	-5.3	-6.5	1.9	0.0	3.2	-10.6
	1.5	-5.3	-6.5	1.9	0.0	0.4	-0.8
	3.0	-5.3	-6.5	1.9	0.0	-2.4	9.0
COL13	SIS04						
	0.0	-13.4	-6.5	-2.4	0.0	-3.5	-10.6
	1.5	-13.4	-6.5	-2.4	0.0	0.0	-0.8
	3.0	-13.4	-6.5	-2.4	0.0	3.6	9.0
COL13	SIS05						
	0.0	-2.6	2.4	6.5	0.0	10.6	3.6
	1.5	-2.6	2.4	6.5	0.0	0.9	0.0
	3.0	-2.6	2.4	6.5	0.0	-8.9	-3.5
COL13	SIS06						
	0.0	-29.6	2.3	-7.6	0.0	-11.7	3.5
	1.5	-29.6	2.3	-7.6	0.0	-0.4	0.0
	3.0	-29.6	2.3	-7.6	0.0	11.0	-3.5
COL13	SIS07						
	0.0	0.5	-1.7	6.6	0.0	10.8	-3.0
	1.5	0.5	-1.7	6.6	0.0	0.9	-0.4
	3.0	0.5	-1.7	6.6	0.0	-9.1	2.2
COL13	SIS08						
	0.0	-26.5	-1.8	-7.4	0.0	-11.5	-3.0
	1.5	-26.5	-1.8	-7.4	0.0	-0.4	-0.4
	3.0	-26.5	-1.8	-7.4	0.0	10.8	2.3

FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL14	WVERT						
	0.0	-32.1	0.6	0.1	0.0	0.1	0.6
	1.5	-32.1	0.6	0.1	0.0	0.0	-0.3
	3.0	-32.1	0.6	0.1	0.0	-0.2	-1.2
COL14	SIS01						
	0.0	-39.1	7.6	2.2	0.0	3.4	11.8
	1.5	-39.1	7.6	2.2	0.0	0.1	0.4
	3.0	-39.1	7.6	2.2	0.0	-3.2	-10.9
COL14	SIS02						
	0.0	-42.3	7.6	-2.4	0.0	-3.6	11.8
	1.5	-42.3	7.6	-2.4	0.0	-0.1	0.4
	3.0	-42.3	7.6	-2.4	0.0	3.4	-10.9
COL14	SIS03						
	0.0	-16.1	-6.5	2.5	0.0	3.9	-10.7
	1.5	-16.1	-6.5	2.5	0.0	0.1	-1.0
	3.0	-16.1	-8.5	2.5	0.0	-3.7	8.8
COL14	SIS04						
	0.0	-19.2	-6.5	-2.0	0.0	-3.2	-10.7
	1.5	-19.2	-6.5	-2.0	0.0	-0.1	-0.9
	3.0	-19.2	-6.5	-2.0	0.0	2.9	8.8
COL14	SIS05						
	0.0	-27.4	2.7	7.6	0.0	11.7	3.9
	1.5	-27.4	2.7	7.6	0.0	0.3	-0.1
	3.0	-27.4	2.7	7.6	0.0	-11.1	-4.0
COL14	SIS06						
	0.0	-37.8	2.6	-7.5	0.0	-11.6	3.9
	1.5	-37.8	2.6	-7.5	0.0	-0.4	0.0
	3.0	-37.8	2.6	-7.5	0.0	10.9	-4.0
COL14	SIS07						
	0.0	-20.5	-1.6	7.7	0.0	11.9	-2.8
	1.5	-20.5	-1.6	7.7	0.0	0.3	-0.5
	3.0	-20.5	-1.6	7.7	0.0	-11.2	1.9
COL14	SIS08						
	0.0	-30.9	-1.6	-7.4	0.0	-11.5	-2.8
	1.5	-30.9	-1.6	-7.4	0.0	-0.4	-0.4
	3.0	-30.9	-1.6	-7.4	0.0	10.8	1.9



FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL15	WVERT						
	0.0	-37.4	0.4	0.1	0.0	0.2	0.5
	1.5	-37.4	0.4	0.1	0.0	0.0	-0.2
	3.0	-37.4	0.4	0.1	0.0	-0.2	-0.8
COL15	SIS01						
	0.0	-50.1	7.4	2.4	0.0	3.6	11.8
	1.5	-50.1	7.4	2.4	0.0	0.1	0.6
	3.0	-50.1	7.4	2.4	0.0	-3.5	-10.6
COL15	SIS02						
	0.0	-48.9	7.5	-2.2	0.0	-3.4	11.8
	1.5	-48.9	7.5	-2.2	0.0	-0.1	0.6
	3.0	-48.9	7.5	-2.2	0.0	3.2	-10.6
COL15	SIS03						
	0.0	-19.4	-6.6	2.4	0.0	3.7	-10.9
	1.5	-19.4	-6.6	2.4	0.0	0.1	-0.9
	3.0	-19.4	-6.6	2.4	0.0	-3.5	9.0
COL15	SIS04						
	0.0	-18.2	-6.6	-2.2	0.0	-3.3	-10.9
	1.5	-18.2	-6.6	-2.2	0.0	-0.1	-0.9
	3.0	-18.2	-6.6	-2.2	0.0	3.1	9.0
COL15	SIS05						
	0.0	-40.8	2.5	7.7	0.0	11.9	3.8
	1.5	-40.8	2.5	7.7	0.0	0.3	0.1
	3.0	-40.8	2.5	7.7	0.0	-11.3	-3.7
COL15	SIS06						
	0.0	-36.7	2.5	-7.5	0.0	-11.6	3.9
	1.5	-36.7	2.5	-7.5	0.0	-0.3	0.1
	3.0	-36.7	2.5	-7.5	0.0	10.9	-3.7
COL15	SIS07						
	0.0	-31.6	-1.7	7.7	0.0	11.9	-3.0
	1.5	-31.6	-1.7	7.7	0.0	0.3	-0.4
	3.0	-31.6	-1.7	7.7	0.0	-11.3	2.2
COL15	SIS08						
	0.0	-27.5	-1.7	-7.5	0.0	-11.6	-2.9
	1.5	-27.5	-1.7	-7.5	0.0	-0.3	-0.4
	3.0	-27.5	-1.7	-7.5	0.0	10.9	2.2

FRAME ELEMENT FORCES							
FRAME	LOAD-LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
COL16	WVERT						
	0.0	-21.4	0.6	0.6	0.0	0.7	0.6
	1.5	-21.4	0.6	0.6	0.0	-0.2	-0.3
	3.0	-21.4	0.6	0.6	0.0	-1.2	-1.1
COL16	SIS01						
	0.0	-34.6	7.7	2.8	0.0	4.1	11.9
	1.5	-34.6	7.7	2.8	0.0	-0.1	0.4
	3.0	-34.6	7.7	2.8	0.0	-4.2	-11.1
COL16	SIS02						
	0.0	-26.1	7.6	-1.4	0.0	-2.6	11.8
	1.5	-26.1	7.6	-1.4	0.0	-0.5	0.5
	3.0	-26.1	7.6	-1.4	0.0	1.6	-10.9
COL16	SIS03						
	0.0	-13.0	-6.5	2.5	0.0	3.8	-10.7
	1.5	-13.0	-6.5	2.5	0.0	0.0	-0.9
	3.0	-13.0	-6.5	2.5	0.0	-3.7	8.9
COL16	SIS04						
	0.0	-4.5	-6.6	-1.6	0.0	-2.8	-10.8
	1.5	-4.5	-6.6	-1.6	0.0	-0.4	-0.9
	3.0	-4.5	-6.6	-1.6	0.0	2.1	9.1
COL16	SIS05						
	0.0	-37.0	2.8	7.5	0.0	11.7	4.1
	1.5	-37.0	2.8	7.5	0.0	0.4	-0.1
	3.0	-37.0	2.8	7.5	0.0	-10.9	-4.3
COL16	SIS06						
	0.0	-8.5	2.5	-6.3	0.0	-10.4	3.8
	1.5	-8.5	2.5	-6.3	0.0	-0.9	0.0
	3.0	-8.5	2.5	-6.3	0.0	8.6	-3.7
COL16	SIS07						
	0.0	-30.5	-1.5	7.5	0.0	11.6	-2.7
	1.5	-30.5	-1.5	7.5	0.0	0.5	-0.5
	3.0	-30.5	-1.5	7.5	0.0	-10.7	1.7
COL16	SIS08						
	0.0	-2.1	-1.8	-6.4	0.0	-10.5	-3.0
	1.5	-2.1	-1.8	-6.4	0.0	-0.9	-0.4
	3.0	-2.1	-1.8	-6.4	0.0	8.7	2.3

## Elementos Mecánicos de Muros paralelos al eje "X"

SHELL ELEMENT RESULTANTS										
SHELL	LOAD	JOINT	F11	F22	F12	M11	M22	M12	V13	V23
1945	WVERT	1999	-0.9	-2.0	1.7	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
		45	0.0	-1.7	-2.5	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2
		1832	0.6	0.2	-1.6	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
		2000	-0.3	-0.1	2.6	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
1945	SIS01	1999	1.9	7.6	6.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		45	4.6	8.4	0.2	0.0	0.2	0.0	0.0	0.1
		1832	1.6	-1.5	-1.6	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0
		2000	-1.1	-2.3	4.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
1945	SIS02	1999	1.9	8.2	6.1	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
		45	5.1	9.1	0.4	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		1832	1.9	-1.5	-1.5	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1
		2000	-1.3	-2.4	4.3	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
1945	SIS03	1999	-3.5	-12.1	-3.1	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.3
		45	-5.2	-12.6	-5.0	0.1	0.2	0.0	0.2	0.3
		1832	-0.9	1.8	-1.5	0.0	0.1	0.0	0.2	-0.1
		2000	0.8	2.3	0.5	0.0	0.1	0.0	-0.1	-0.1
1945	SIS04	1999	-3.5	-11.5	-2.9	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.3
		45	-4.7	-11.9	-4.8	0.1	0.2	0.0	0.2	0.3
		1832	-0.6	1.9	-1.4	0.0	0.1	0.0	0.2	0.0
		2000	0.6	2.2	0.5	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
1945	SIS05	1999	-0.1	0.0	2.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		45	0.6	0.2	-1.9	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		1832	0.4	-0.3	-1.7	0.0	0.1	0.0	0.0	-0.1
		2000	-0.2	-0.5	2.8	0.0	0.1	0.0	0.0	-0.1
1945	SIS06	1999	0.0	2.0	3.1	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
		45	2.2	2.7	-1.2	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2
		1832	1.4	-0.3	-1.3	0.0	0.2	0.0	0.1	0.2
		2000	-0.8	-0.9	3.0	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
1945	SIS07	1999	-1.7	-5.9	-0.1	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
		45	-2.4	-6.1	-3.4	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2
		1832	-0.3	0.6	-1.6	0.0	0.1	0.0	0.1	-0.1
		2000	0.3	0.8	1.7	0.0	0.1	0.0	-0.1	-0.1
1945	SIS08	1999	-1.6	-3.9	0.4	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.3
		45	-0.7	-3.6	-2.8	0.1	0.2	0.0	0.1	0.3
		1832	0.6	0.7	-1.3	0.0	0.2	0.0	0.1	0.1
		2000	-0.3	0.4	1.9	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1

SHELL ELEMENT RESULTS										
SHELL	LOAD	JOINT	F11	F22	F12	M11	M22	M12	V13	V23
1946	WVERT	2000	3.9	1.2	2.0	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		1832	-1.4	-0.4	7.2	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		N5	-7.3	-19.9	6.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.3
		2001	-1.9	-18.3	0.8	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.3
1946	SIS01	2000	5.7	-0.3	1.8	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		1832	-3.3	-3.0	8.7	0.0	0.1	0.0	-0.2	0.0
		N5	-8.2	-19.3	6.0	0.1	0.2	0.0	-0.2	0.3
		2001	0.8	-16.6	-0.9	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.3
1946	SIS02	2000	5.8	-0.3	1.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		1832	-3.8	-3.2	8.7	0.0	0.1	0.0	-0.2	0.1
		N5	-8.7	-19.7	6.1	0.1	0.2	0.0	-0.2	0.2
		2001	0.9	-16.8	-0.8	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
1946	SIS03	2000	1.2	2.5	1.7	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		1832	1.2	2.5	4.3	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		N5	-4.4	-16.4	4.8	0.1	0.3	0.0	-0.1	0.3
		2001	-4.4	-16.4	2.1	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.3
1946	SIS04	2000	1.4	2.4	1.8	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
		1832	0.8	2.3	4.4	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		N5	-5.0	-16.8	4.8	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.2
		2001	-4.4	-16.6	2.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
1946	SIS05	2000	4.0	0.7	1.7	0.0	0.1	0.0	-0.2	-0.1
		1832	-1.2	-0.8	7.2	0.0	0.1	0.0	-0.1	-0.1
		N5	-6.3	-17.8	5.6	0.1	0.3	0.0	-0.1	0.4
		2001	-1.1	-16.2	0.1	0.1	0.1	0.0	-0.2	0.4
1946	SIS06	2000	4.4	0.8	1.9	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
		1832	-2.8	-1.5	7.2	0.0	0.2	0.0	-0.1	0.1
		N5	-8.1	-19.2	5.7	0.1	0.1	0.0	-0.1	0.1
		2001	-0.9	-17.0	0.4	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
1946	SIS07	2000	2.8	1.5	1.7	0.0	0.1	0.0	-0.2	-0.1
		1832	0.2	0.8	5.9	0.1	0.1	0.0	-0.1	-0.1
		N5	-5.1	-16.9	5.2	0.1	0.3	0.0	-0.1	0.4
		2001	-2.7	-16.2	1.0	0.1	0.1	0.0	-0.2	0.4
1946	SIS08	2000	3.1	1.5	1.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		1832	-1.4	0.1	5.9	0.0	0.2	0.0	-0.1	0.1
		N5	-6.9	-18.3	5.3	0.1	0.1	0.0	-0.1	0.1
		2001	-2.4	-17.0	1.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1

SHELL ELEMENT RESULTANTS										
SHELL	LOAD	JOINT	F11	F22	F12	M11	M22	M12	V13	V23
1947	WVERT	2001	-0.6	-17.9	-0.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.3
		N5	-6.4	-19.7	-2.8	0.1	0.2	0.0	0.0	0.3
		168	-3.1	-8.6	-5.1	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		2002	2.7	-6.9	-3.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
1947	SIS01	2001	-1.4	-17.2	-2.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.3
		N5	-4.4	-18.1	-3.0	0.1	0.2	0.0	0.0	0.3
		168	0.6	-1.4	-3.9	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		2002	3.6	-0.6	-3.8	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
1947	SIS02	2001	-1.5	-17.5	-2.8	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		N5	-4.6	-18.4	-3.0	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		168	0.5	-1.7	-4.1	0.0	0.2	0.0	0.0	0.1
		2002	3.5	-0.8	-3.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1947	SIS03	2001	0.4	-15.0	1.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.3
		N5	-7.1	-17.2	-2.1	0.1	0.3	0.0	0.0	0.3
		168	-6.1	-13.8	-5.2	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		2002	1.4	-11.6	-2.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
1947	SIS04	2001	0.3	-15.2	1.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		N5	-7.3	-17.5	-2.1	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		168	-6.2	-14.1	-5.3	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		2002	1.4	-11.8	-2.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
1947	SIS05	2001	-0.7	-16.1	-1.5	0.1	0.1	0.0	0.0	0.4
		N5	-5.1	-17.4	-2.6	0.1	0.3	0.0	0.0	0.4
		168	-1.5	-5.5	-4.3	0.1	0.3	0.0	0.0	0.3
		2002	2.9	-4.2	-3.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.3
1947	SIS06	2001	-1.0	-17.1	-1.4	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
		N5	-5.8	-18.5	-2.7	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0
		168	-2.1	-6.3	-4.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		2002	2.7	-4.9	-3.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1947	SIS07	2001	-0.2	-15.4	-0.3	0.1	0.1	0.0	0.0	0.4
		N5	-5.9	-17.1	-2.4	0.1	0.3	0.0	0.0	0.4
		168	-3.5	-9.2	-4.6	0.1	0.3	0.0	0.0	0.3
		2002	2.2	-7.5	-2.6	0.1	0.1	0.0	0.0	0.3
1947	SIS08	2001	-0.4	-16.4	-0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
		N5	-6.6	-18.2	-2.5	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0
		168	-4.1	-10.0	-5.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		2002	2.1	-8.2	-2.7	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1

SHELL ELEMENT RESULTS										
SHELL	LOAD	JOINT	F11	F22	F12	M11	M22	M12	V13	V23
1960	WVERT	2002	-1.4	-8.1	-3.8	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2
		168	-4.0	-8.9	-4.9	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		1801	-1.4	-0.1	-3.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
		2012	1.3	0.7	-2.7	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
1960	SIS01	2002	-1.2	-2.0	-3.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2
		168	1.5	-1.2	-2.4	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		1801	2.0	0.2	-0.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
		2012	-0.8	-0.6	-1.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
1960	SIS02	2002	-1.2	-2.2	-3.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		168	1.1	-1.5	-2.5	0.0	0.2	0.0	0.0	0.1
		1801	1.6	0.1	-0.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		2012	-0.8	-0.6	-1.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1960	SIS03	2002	-1.3	-12.4	-3.9	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2
		168	-8.3	-14.5	-6.4	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2
		1801	-4.1	-0.4	-6.3	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
		2012	3.0	1.7	-3.7	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
1960	SIS04	2002	-1.3	-12.6	-3.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		168	-8.8	-14.8	-6.5	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2
		1801	-4.5	-0.5	-6.3	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
		2012	3.0	1.7	-3.8	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
1960	SIS05	2002	-1.2	-5.4	-3.2	0.1	0.1	0.0	0.1	0.3
		168	-1.4	-5.4	-3.7	0.1	0.2	0.0	0.1	0.3
		1801	0.3	0.1	-2.5	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
		2012	0.5	0.2	-2.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
1960	SIS06	2002	-1.3	-6.1	-3.5	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		168	-3.0	-6.6	-4.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		1801	-1.1	-0.2	-2.6	0.0	0.2	0.0	0.0	0.1
		2012	0.6	0.3	-2.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1960	SIS07	2002	-1.2	-8.5	-3.4	0.1	0.1	0.0	0.1	0.3
		168	-4.3	-9.5	-4.9	0.1	0.3	0.0	0.1	0.3
		1801	-1.5	0.0	-4.3	0.0	0.1	0.0	0.1	-0.1
		2012	1.6	0.9	-2.8	0.0	0.1	0.0	0.1	-0.1
1960	SIS08	2002	-1.3	-9.2	-3.7	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		168	-5.9	-10.6	-5.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		1801	-2.9	-0.4	-4.4	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		2012	1.7	0.9	-2.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1

SHELL ELEMENT RESULTANTS										
SHELL	LOAD	JOINT	F11	F22	F12	M11	M22	M12	V13	V23
1961	WVERT	2012	0.4	0.4	-2.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
		1801	0.3	0.4	-0.2	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		1802	-0.1	-1.0	0.2	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.2
		2013	0.0	-0.9	-2.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
1961	SIS01	2012	-1.4	-0.7	-0.4	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
		1801	1.4	0.1	-0.2	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		1802	1.9	1.9	-0.4	0.1	0.1	0.0	-0.1	0.1
		2013	-0.8	1.1	-0.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1961	SIS02	2012	-1.4	-0.8	-0.5	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		1801	1.4	0.1	-0.2	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
		1802	2.0	1.9	-0.4	0.1	0.1	0.0	-0.1	0.1
		2013	-0.9	1.1	-0.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1961	SIS03	2012	2.2	1.5	-4.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
		1801	-0.9	0.5	-0.2	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		1802	-2.1	-3.6	0.7	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.2
		2013	0.9	-2.7	-3.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
1961	SIS04	2012	2.1	1.5	-4.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
		1801	-0.8	0.6	-0.2	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		1802	-2.1	-3.6	0.7	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.2
		2013	0.9	-2.7	-3.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
1961	SIS05	2012	-0.1	0.0	-1.7	0.0	0.1	0.0	0.0	-0.1
		1801	0.5	0.2	-0.2	0.0	0.1	0.0	-0.1	-0.1
		1802	0.4	-0.1	0.0	0.1	0.1	0.0	-0.1	0.1
		2013	-0.1	-0.2	-1.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1961	SIS06	2012	-0.2	0.0	-1.8	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		1801	0.7	0.3	-0.2	0.0	0.2	0.0	0.0	0.1
		1802	0.6	0.0	0.0	0.1	0.2	0.0	0.0	0.1
		2013	-0.3	-0.3	-1.5	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1961	SIS07	2012	1.0	0.7	-2.8	0.0	0.1	0.0	0.0	-0.1
		1801	-0.2	0.3	-0.2	0.0	0.1	0.0	-0.1	-0.1
		1802	-0.8	-1.7	0.3	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.2
		2013	0.4	-1.4	-2.4	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
1961	SIS08	2012	0.8	0.7	-2.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		1801	0.1	0.4	-0.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		1802	-0.6	-1.7	0.3	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		2013	0.2	-1.4	-2.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2

SHELL ELEMENT RESULTS										
SHELL	LOAD	JOINT	F11	F22	F12	M11	M22	M12	V13	V23
1962	WVERT	2013	-1.5	-1.4	-1.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2
		1802	0.6	-0.8	-3.1	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		66	4.2	11.4	-3.6	0.1	0.2	0.0	0.0	0.1
		2014	2.2	10.8	-1.5	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
1962	SIS01	2013	0.5	1.5	0.6	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
		1802	0.0	1.3	-0.8	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
		66	-2.6	-7.6	2.1	0.1	0.1	0.0	-0.1	0.1
		2014	-2.2	-7.4	3.5	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
1962	SIS02	2013	0.4	1.4	0.6	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
		1802	0.4	1.4	-0.7	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
		66	-2.3	-7.6	2.0	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.1
		2014	-2.3	-7.6	3.4	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
1962	SIS03	2013	-3.2	-3.9	-2.5	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2
		1802	0.6	-2.8	-4.9	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		66	9.8	28.0	-8.4	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1
		2014	6.1	26.9	-6.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
1962	SIS04	2013	-3.2	-4.0	-2.5	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2
		1802	1.0	-2.7	-4.8	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		66	10.2	28.0	-8.4	0.1	0.2	0.0	0.0	0.1
		2014	6.0	26.8	-6.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
1962	SIS05	2013	-0.7	-0.4	-0.5	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
		1802	-0.2	-0.3	-2.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		66	1.3	4.9	-1.6	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1
		2014	0.8	4.7	0.3	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
1962	SIS06	2013	-0.9	-0.5	-0.5	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2
		1802	1.1	0.1	-2.1	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		66	2.5	4.9	-1.6	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		2014	0.5	4.3	-0.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2
1962	SIS07	2013	-1.8	-2.0	-1.4	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2
		1802	0.0	-1.5	-3.5	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		66	5.1	15.5	-4.7	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1
		2014	3.3	15.0	-2.6	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
1962	SIS08	2013	-2.0	-2.1	-1.4	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2
		1802	1.2	-1.1	-3.3	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		66	6.3	15.6	-4.8	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		2014	3.0	14.6	-2.9	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2



SHELL ELEMENT RESULTANTS										
SHELL	LOAD	JOINT	F11	F22	F12	M11	M22	M12	V13	V23
1975	WVERT	2027	2.2	10.8	1.5	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
		67	4.2	11.5	3.6	0.1	0.2	0.0	0.0	0.1
		1825	0.6	-0.8	3.1	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		2028	-1.5	-1.4	1.1	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
1975	SIS01	2027	6.1	26.9	6.0	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
		67	9.9	28.0	8.4	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1
		1825	0.6	-2.8	4.9	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		2028	-3.2	-3.9	2.5	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
1975	SIS02	2027	6.0	26.8	6.1	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
		67	10.2	28.1	8.4	0.1	0.2	0.0	0.0	0.1
		1825	1.0	-2.7	4.8	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		2028	-3.2	-4.0	2.5	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
1975	SIS03	2027	-2.2	-7.4	-3.5	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
		67	-2.6	-7.6	-2.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
		1825	0.0	1.3	0.8	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
		2028	0.5	1.5	-0.6	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
1975	SIS04	2027	-2.3	-7.5	-3.4	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
		67	-2.3	-7.5	-2.0	0.1	0.2	0.0	0.1	0.1
		1825	0.4	1.4	0.7	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
		2028	0.4	1.4	-0.6	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
1975	SIS05	2027	3.3	15.0	2.6	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
		67	5.1	15.6	4.7	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1
		1825	0.0	-1.5	3.5	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		2028	-1.8	-2.0	1.4	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
1975	SIS06	2027	3.0	14.6	2.9	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
		67	6.3	15.6	4.8	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		1825	1.2	-1.1	3.3	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		2028	-2.0	-2.1	1.4	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
1975	SIS07	2027	0.8	4.7	-0.2	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
		67	1.3	4.9	1.6	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1
		1825	-0.2	-0.3	2.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		2028	-0.7	-0.4	0.5	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
1975	SIS08	2027	0.5	4.3	0.1	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
		67	2.5	4.9	1.6	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		1825	1.1	0.1	2.1	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		2028	-0.9	-0.5	0.5	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2

SHELL ELEMENT RESULTANTS										
SHELL	LOAD	JOINT	F11	F22	F12	M11	M22	M12	V13	V23
1976	WVERT	2028	0.0	-0.9	2.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		1825	-0.1	-1.0	-0.2	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2
		1826	0.3	0.4	0.2	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
		2029	0.4	0.4	2.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
1976	SIS01	2028	0.9	-2.7	3.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		1825	-2.1	-3.6	-0.7	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2
		1826	-0.9	0.5	0.2	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
		2029	2.2	1.5	4.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
1976	SIS02	2028	0.9	-2.7	3.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		1825	-2.1	-3.6	-0.7	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2
		1826	-0.8	0.6	0.2	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
		2029	2.1	1.5	4.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
1976	SIS03	2028	-0.8	1.1	0.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		1825	1.9	1.9	0.4	0.1	0.1	0.0	0.1	0.1
		1826	1.4	0.1	0.2	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
		2029	-1.3	-0.7	0.4	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
1976	SIS04	2028	-0.9	1.1	0.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		1825	2.0	1.9	0.4	0.1	0.1	0.0	0.1	0.1
		1826	1.4	0.1	0.2	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
		2029	-1.4	-0.8	0.5	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1976	SIS05	2028	0.4	-1.4	2.4	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		1825	-0.8	-1.7	-0.3	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2
		1826	-0.2	0.3	0.2	0.0	0.1	0.0	0.1	-0.1
		2029	1.0	0.7	2.8	0.0	0.1	0.0	0.0	-0.1
1976	SIS06	2028	0.2	-1.4	2.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		1825	-0.6	-1.7	-0.3	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		1826	0.1	0.4	0.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		2029	0.8	0.7	2.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1976	SIS07	2028	-0.1	-0.2	1.8	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		1825	0.4	-0.1	0.0	0.1	0.1	0.0	0.1	0.1
		1826	0.5	0.2	0.2	0.0	0.1	0.0	0.1	-0.1
		2029	0.0	0.0	1.7	0.0	0.1	0.0	0.0	-0.1
1976	SIS08	2028	-0.3	-0.3	1.5	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		1825	0.6	0.0	0.0	0.1	0.2	0.0	0.0	0.1
		1826	0.7	0.3	0.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		2029	-0.2	0.0	1.8	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1

SHELL ELEMENT RESULTANTS										
SHELL	LOAD	JOINT	F11	F22	F12	M11	M22	M12	V13	V23
1977	WVERT	2029	1.3	0.7	2.7	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		1826	-1.4	-0.1	3.8	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
		169	-4.0	-8.9	4.9	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		2030	-1.4	-8.1	3.8	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
1977	SIS01	2029	3.0	1.7	3.7	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		1826	-4.1	-0.4	6.3	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		169	-8.3	-14.5	6.4	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.2
		2030	-1.3	-12.4	3.8	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
1977	SIS02	2029	3.0	1.7	3.7	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
		1826	-4.5	-0.5	6.3	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		169	-8.8	-14.8	6.5	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.2
		2030	-1.3	-12.6	3.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
1977	SIS03	2029	-0.8	-0.6	1.1	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		1826	2.0	0.2	0.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
		169	1.6	-1.1	2.4	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		2030	-1.2	-2.0	2.9	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.2
1977	SIS04	2029	-0.8	-0.6	1.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		1826	1.6	0.1	0.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		169	1.1	-1.5	2.5	0.0	0.2	0.0	0.0	0.1
		2030	-1.2	-2.2	3.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1977	SIS05	2029	1.6	0.9	2.7	0.0	0.1	0.0	-0.1	-0.1
		1826	-1.5	0.0	4.3	0.0	0.1	0.0	-0.1	-0.1
		169	-4.3	-9.4	4.9	0.1	0.3	0.0	-0.1	0.3
		2030	-1.2	-8.5	3.4	0.1	0.1	0.0	-0.1	0.3
1977	SIS06	2029	1.7	0.9	2.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		1826	-2.9	-0.4	4.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		169	-5.9	-10.5	5.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		2030	-1.3	-9.2	3.7	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1977	SIS07	2029	0.5	0.2	2.0	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		1826	0.3	0.2	2.5	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		169	-1.4	-5.4	3.7	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.3
		2030	-1.2	-5.4	3.2	0.1	0.1	0.0	-0.1	0.3
1977	SIS08	2029	0.6	0.3	2.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		1826	-1.1	-0.2	2.6	0.0	0.2	0.0	0.0	0.1
		169	-2.9	-6.5	4.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		2030	-1.3	-6.0	3.5	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1

SHELL ELEMENT RESULTANTS										
SHELL	LOAD	JOINT	F11	F22	F12	M11	M22	M12	V13	V23
1990	WVERT	2030	2.7	-6.9	3.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		169	-3.1	-8.6	5.1	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		N9	-6.4	-19.6	2.8	0.1	0.2	0.0	0.0	0.3
		2040	-0.6	-17.9	0.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.3
1990	SIS01	2030	1.4	-11.6	2.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		169	-6.1	-13.8	5.2	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		N9	-7.1	-17.1	2.1	0.1	0.3	0.0	0.0	0.3
		2040	0.4	-14.9	-1.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.3
1990	SIS02	2030	1.3	-11.8	2.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		169	-6.2	-14.1	5.3	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		N9	-7.3	-17.5	2.1	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		2040	0.3	-15.2	-1.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
1990	SIS03	2030	3.6	-0.5	3.8	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		169	0.6	-1.4	3.9	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		N9	-4.4	-18.1	3.0	0.1	0.2	0.0	0.0	0.3
		2040	-1.4	-17.2	2.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.3
1990	SIS04	2030	3.5	-0.7	3.8	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		169	0.5	-1.7	4.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.1
		N9	-4.6	-18.4	3.0	0.1	0.2	0.0	0.0	0.2
		2040	-1.5	-17.5	2.8	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
1990	SIS05	2030	2.2	-7.5	2.8	0.1	0.1	0.0	0.0	0.3
		169	-3.5	-9.2	4.6	0.1	0.3	0.0	0.0	0.3
		N9	-5.9	-17.1	2.4	0.1	0.3	0.0	0.0	0.4
		2040	-0.2	-15.4	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0	0.4
1990	SIS06	2030	2.1	-8.2	2.7	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		169	-4.1	-10.0	5.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		N9	-6.6	-18.2	2.5	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0
		2040	-0.4	-16.3	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
1990	SIS07	2030	2.8	-4.2	3.1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.3
		169	-1.5	-5.5	4.2	0.1	0.3	0.0	0.0	0.3
		N9	-5.1	-17.4	2.6	0.1	0.3	0.0	0.0	0.4
		2040	-0.7	-16.1	1.5	0.1	0.1	0.0	0.0	0.4
1990	SIS08	2030	2.7	-4.8	3.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		169	-2.1	-6.3	4.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		N9	-5.7	-18.5	2.7	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0
		2040	-1.0	-17.0	1.4	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0

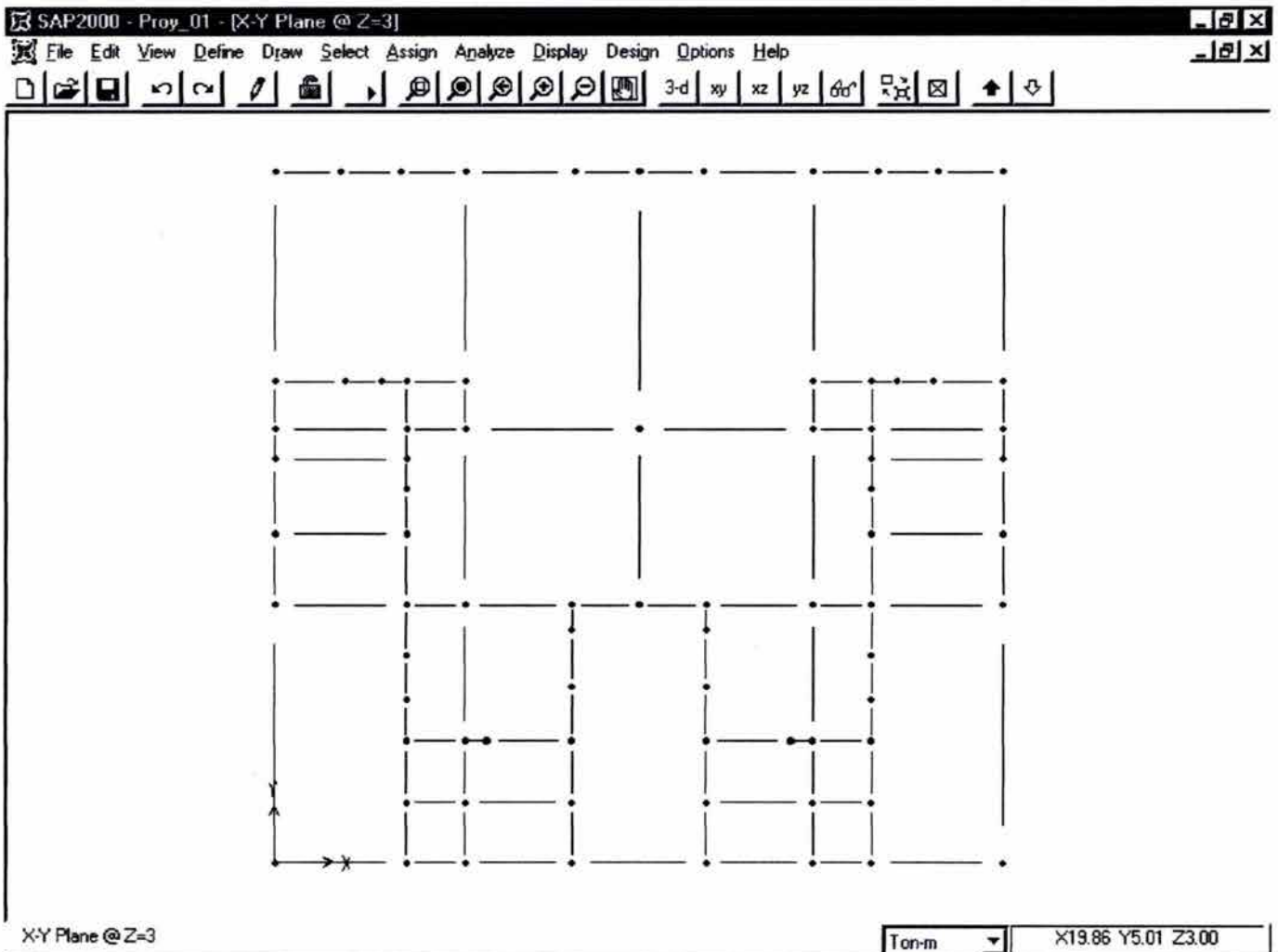
SHELL ELEMENT RESULTANTS										
SHELL	LOAD	JOINT	F11	F22	F12	M11	M22	M12	V13	V23
1991	WVERT	2040	-1.9	-18.3	-0.8	0.0	0.1	0.0	0.1	0.3
		N9	-7.3	-19.9	-6.0	0.1	0.2	0.0	0.1	0.3
		1838	-1.4	-0.4	-7.2	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
		2041	3.9	1.2	-2.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
1991	SIS01	2040	-4.4	-16.4	-2.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.3
		N9	-4.4	-16.3	-4.8	0.1	0.3	0.0	0.1	0.3
		1838	1.2	2.5	-4.3	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
		2041	1.2	2.5	-1.7	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
1991	SIS02	2040	-4.4	-16.6	-2.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		N9	-5.0	-16.8	-4.8	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2
		1838	0.8	2.3	-4.3	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
		2041	1.4	2.4	-1.8	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
1991	SIS03	2040	0.8	-16.5	0.9	0.0	0.1	0.0	0.1	0.3
		N9	-8.2	-19.2	-6.0	0.1	0.2	0.0	0.2	0.3
		1838	-3.3	-3.0	-8.7	0.0	0.1	0.0	0.2	0.0
		2041	5.7	-0.3	-1.8	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
1991	SIS04	2040	0.9	-16.8	0.8	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
		N9	-8.7	-19.6	-6.1	0.1	0.2	0.0	0.2	0.2
		1838	-3.8	-3.2	-8.7	0.0	0.1	0.0	0.2	0.1
		2041	5.8	-0.3	-1.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1991	SIS05	2040	-2.7	-16.1	-1.0	0.1	0.1	0.0	0.2	0.4
		N9	-5.1	-16.9	-5.2	0.1	0.3	0.0	0.1	0.4
		1838	0.2	0.8	-5.9	0.1	0.1	0.0	0.1	-0.1
		2041	2.6	1.5	-1.7	0.0	0.1	0.0	0.2	-0.1
1991	SIS06	2040	-2.4	-16.9	-1.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		N9	-6.9	-18.3	-5.3	0.1	0.1	0.0	0.1	0.1
		1838	-1.4	0.1	-5.9	0.0	0.2	0.0	0.1	0.1
		2041	3.1	1.5	-1.9	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1991	SIS07	2040	-1.1	-16.2	-0.1	0.1	0.1	0.0	0.2	0.4
		N9	-6.2	-17.7	-5.5	0.1	0.3	0.0	0.1	0.4
		1838	-1.2	-0.8	-7.2	0.0	0.1	0.0	0.1	-0.1
		2041	4.0	0.7	-1.7	0.0	0.1	0.0	0.2	-0.1
1991	SIS08	2040	-0.9	-17.0	-0.4	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1
		N9	-8.0	-19.1	-5.7	0.1	0.1	0.0	0.1	0.1
		1838	-2.7	-1.5	-7.2	0.0	0.2	0.0	0.1	0.1
		2041	4.4	0.6	-1.9	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.1

SHELL ELEMENT RESULTANTS										
SHELL	LOAD	JOINT	F11	F22	F12	M11	M22	M12	V13	V23
1992	WVERT	2041	-0.3	-0.1	-2.6	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
		1838	0.6	0.2	1.6	0.0	0.1	0.0	-0.1	0.0
		46	0.0	-1.8	2.5	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.2
		2042	-0.9	-2.0	-1.7	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2
1992	SIS01	2041	0.8	2.3	-0.4	0.0	0.1	0.0	0.1	-0.1
		1838	-0.9	1.8	1.5	0.0	0.1	0.0	-0.2	-0.1
		46	-5.2	-12.6	5.0	0.1	0.2	0.0	-0.2	0.3
		2042	-3.5	-12.1	3.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.3
1992	SIS02	2041	0.6	2.2	-0.5	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
		1838	-0.6	1.9	1.4	0.0	0.1	0.0	-0.2	0.0
		46	-4.7	-11.9	4.8	0.1	0.2	0.0	-0.2	0.3
		2042	-3.5	-11.5	2.9	0.0	0.1	0.0	0.1	0.3
1992	SIS03	2041	-1.1	-2.3	-4.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
		1838	1.6	-1.5	1.6	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0
		46	4.6	8.4	-0.2	0.0	0.2	0.0	0.0	0.1
		2042	1.9	7.5	-6.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
1992	SIS04	2041	-1.3	-2.4	-4.3	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
		1838	1.9	-1.5	1.5	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1
		46	5.1	9.1	-0.3	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		2042	1.9	8.2	-6.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2
1992	SIS05	2041	0.4	0.8	-1.7	0.0	0.1	0.0	0.1	-0.1
		1838	-0.3	0.6	1.6	0.0	0.1	0.0	-0.1	-0.1
		46	-2.4	-6.2	3.4	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.2
		2042	-1.7	-6.0	0.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2
1992	SIS06	2041	-0.3	0.4	-1.9	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
		1838	0.6	0.7	1.3	0.0	0.2	0.0	-0.1	0.1
		46	-0.7	-3.7	2.8	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.3
		2042	-1.6	-3.9	-0.4	0.0	0.1	0.0	0.1	0.3
1992	SIS07	2041	-0.2	-0.5	-2.8	0.0	0.1	0.0	0.0	-0.1
		1838	0.4	-0.3	1.7	0.0	0.1	0.0	0.0	-0.1
		46	0.6	0.1	1.9	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2
		2042	-0.1	-0.1	-2.6	0.0	0.1	0.0	0.0	0.2
1992	SIS08	2041	-0.8	-0.9	-3.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2
		1838	1.3	-0.3	1.3	0.0	0.2	0.0	-0.1	0.2
		46	2.2	2.6	1.2	0.1	0.2	0.0	-0.1	0.2
		2042	0.0	2.0	-3.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.2

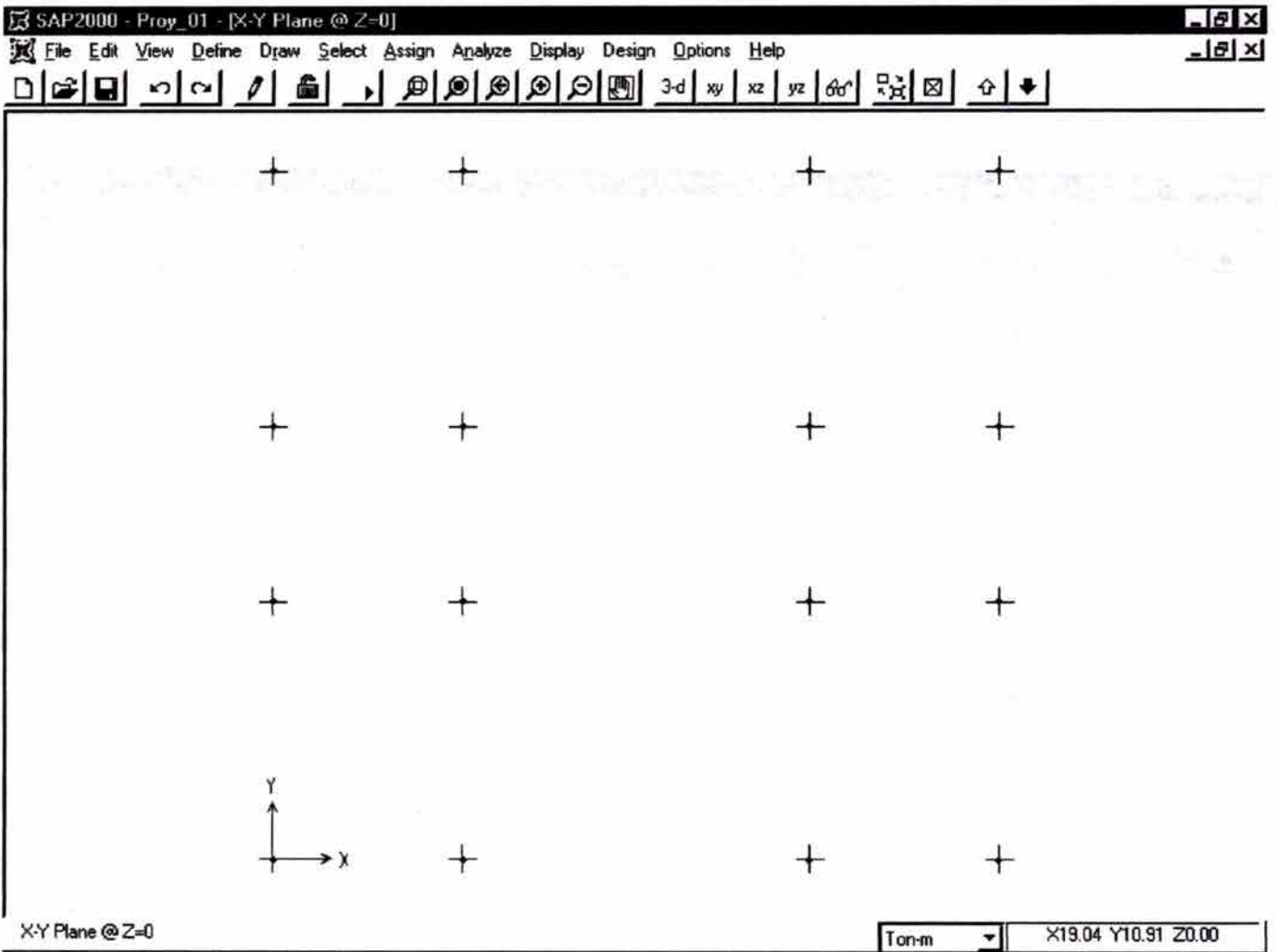
# ANEXO 5

Datos de entrada del modelo presentado en VI.1.3

Reticula de traves Z = 3 m

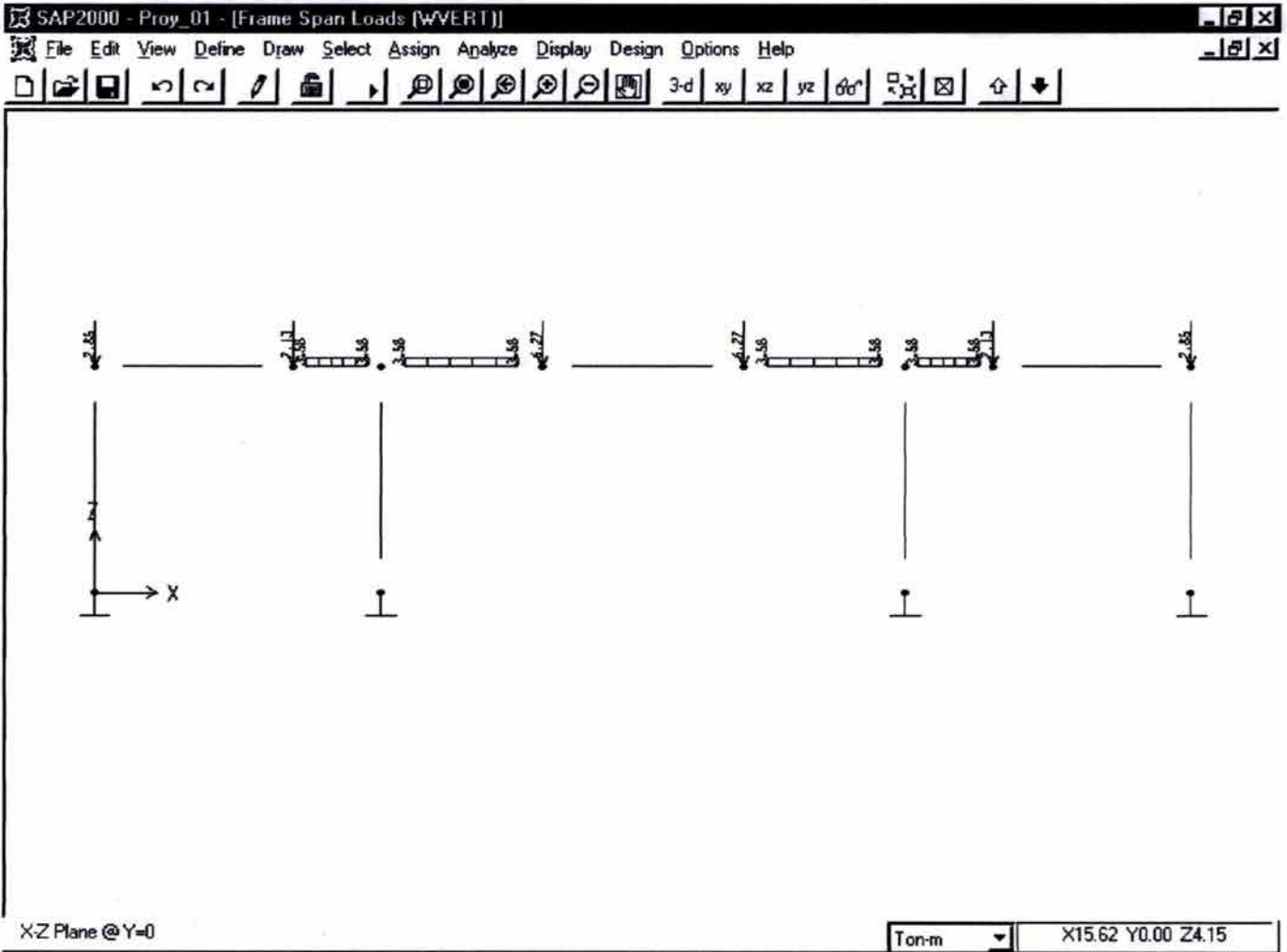


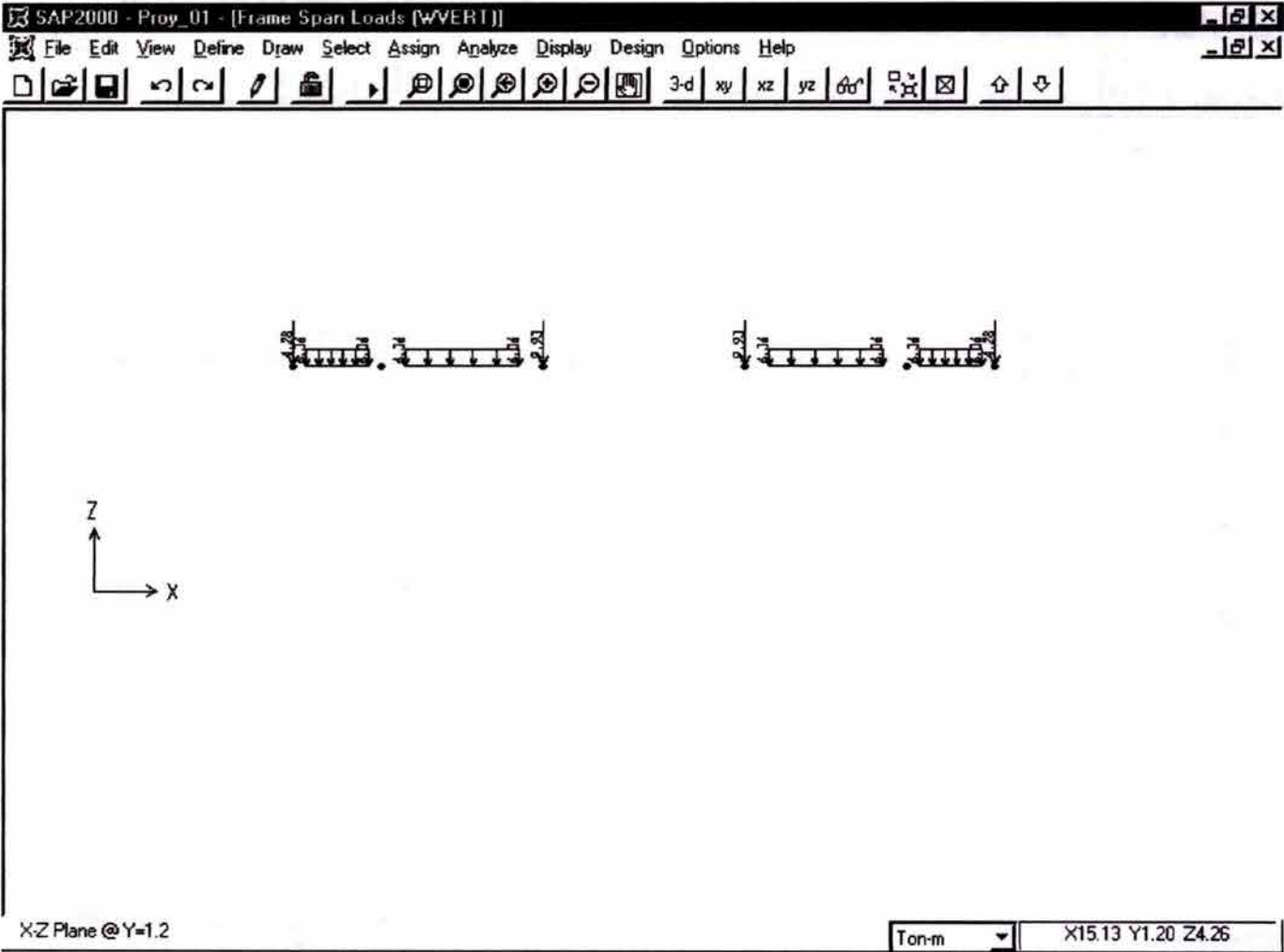
Planta de Cimentación Z = 0





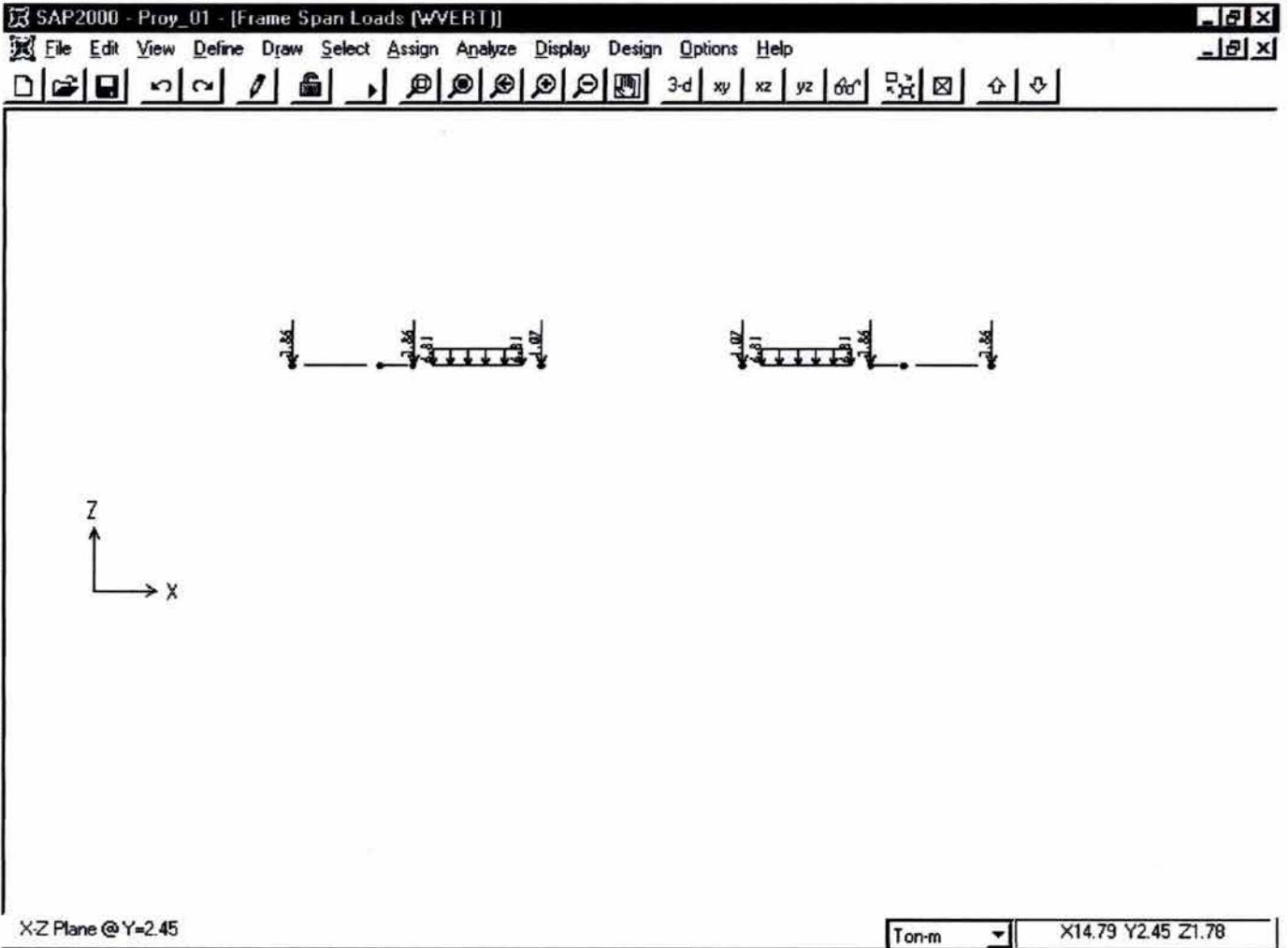
Marco Y = 0 m



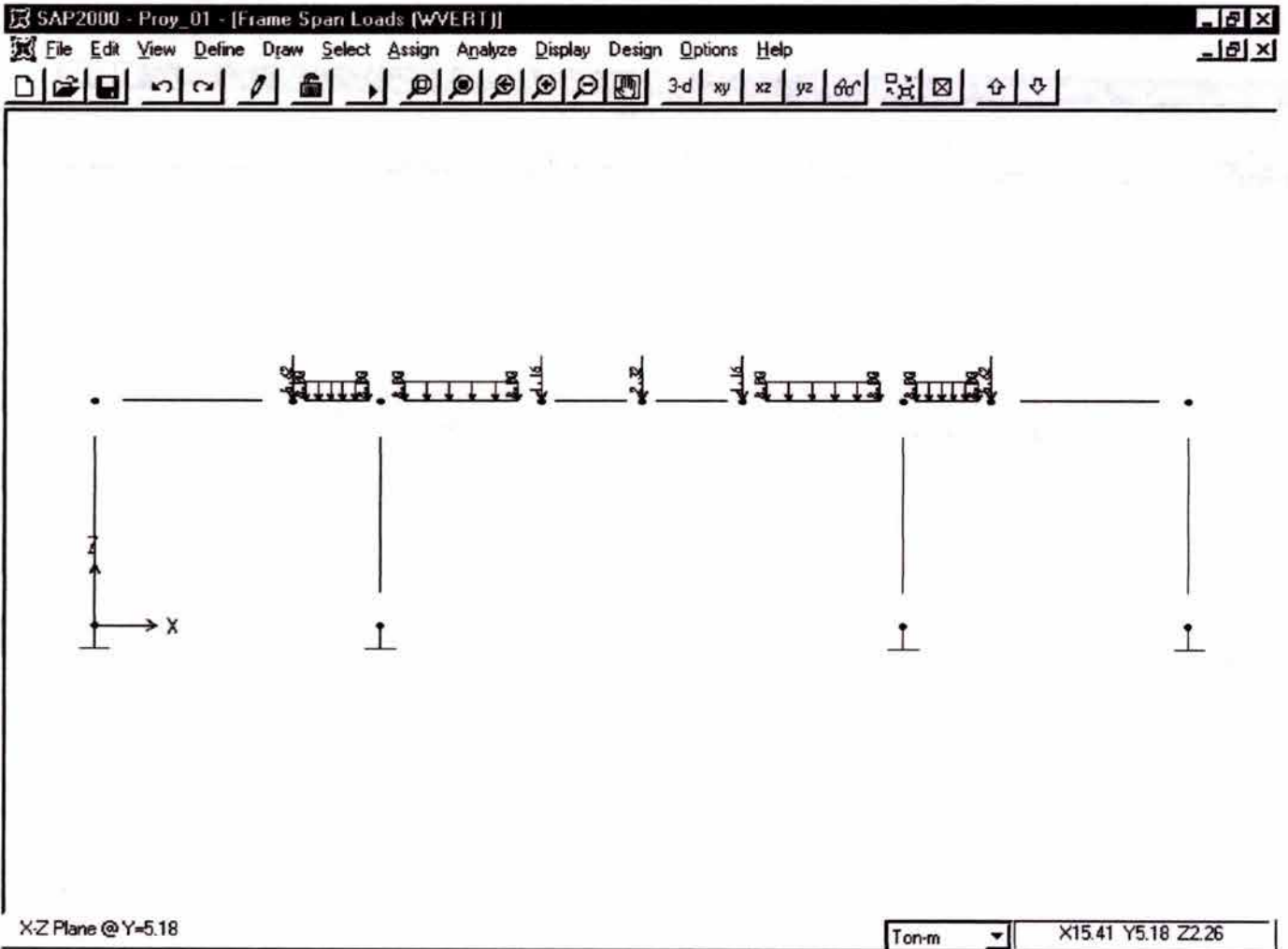


Marco Y = 1.20 m

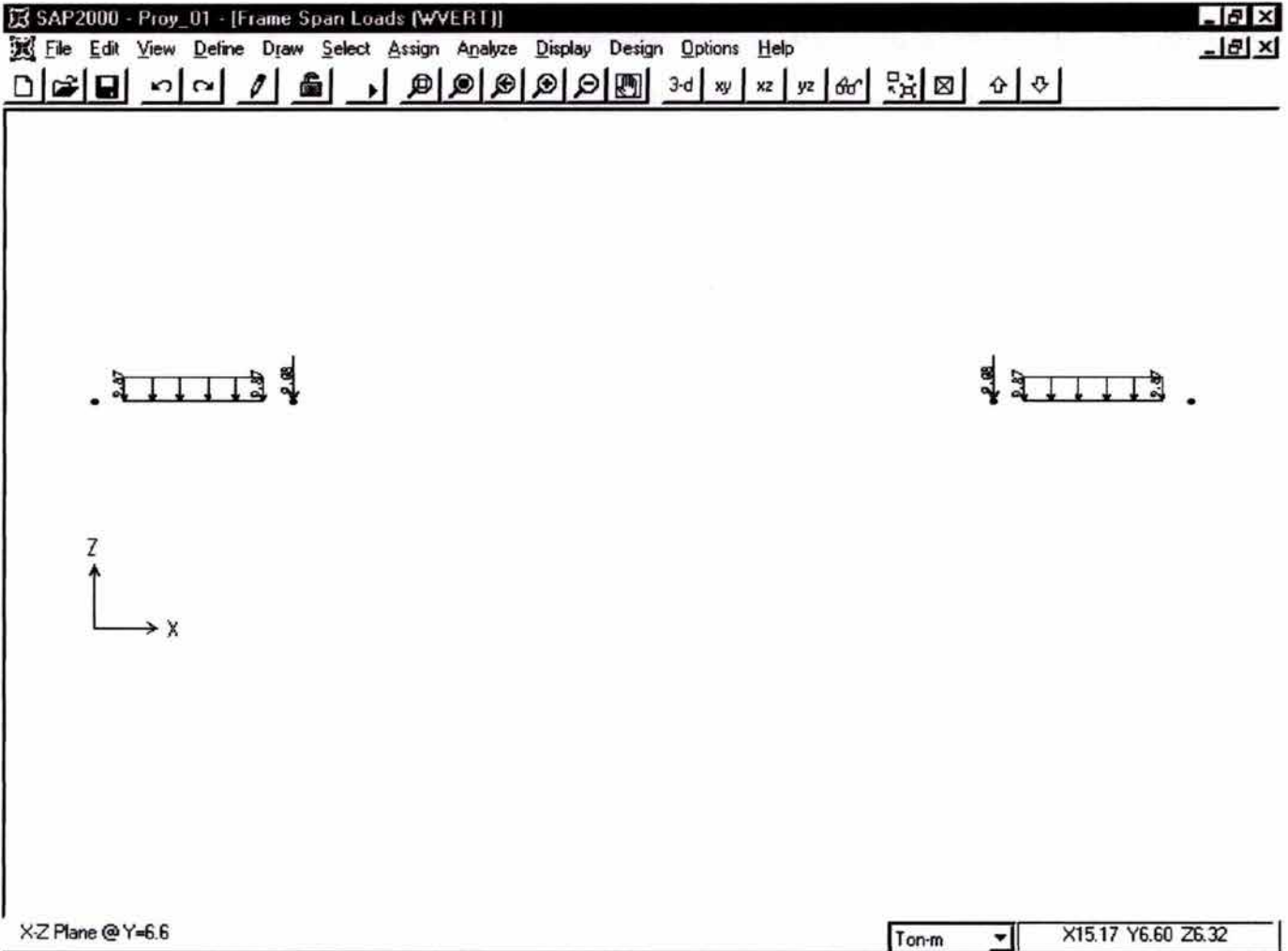
Marco Y = 2.45 m



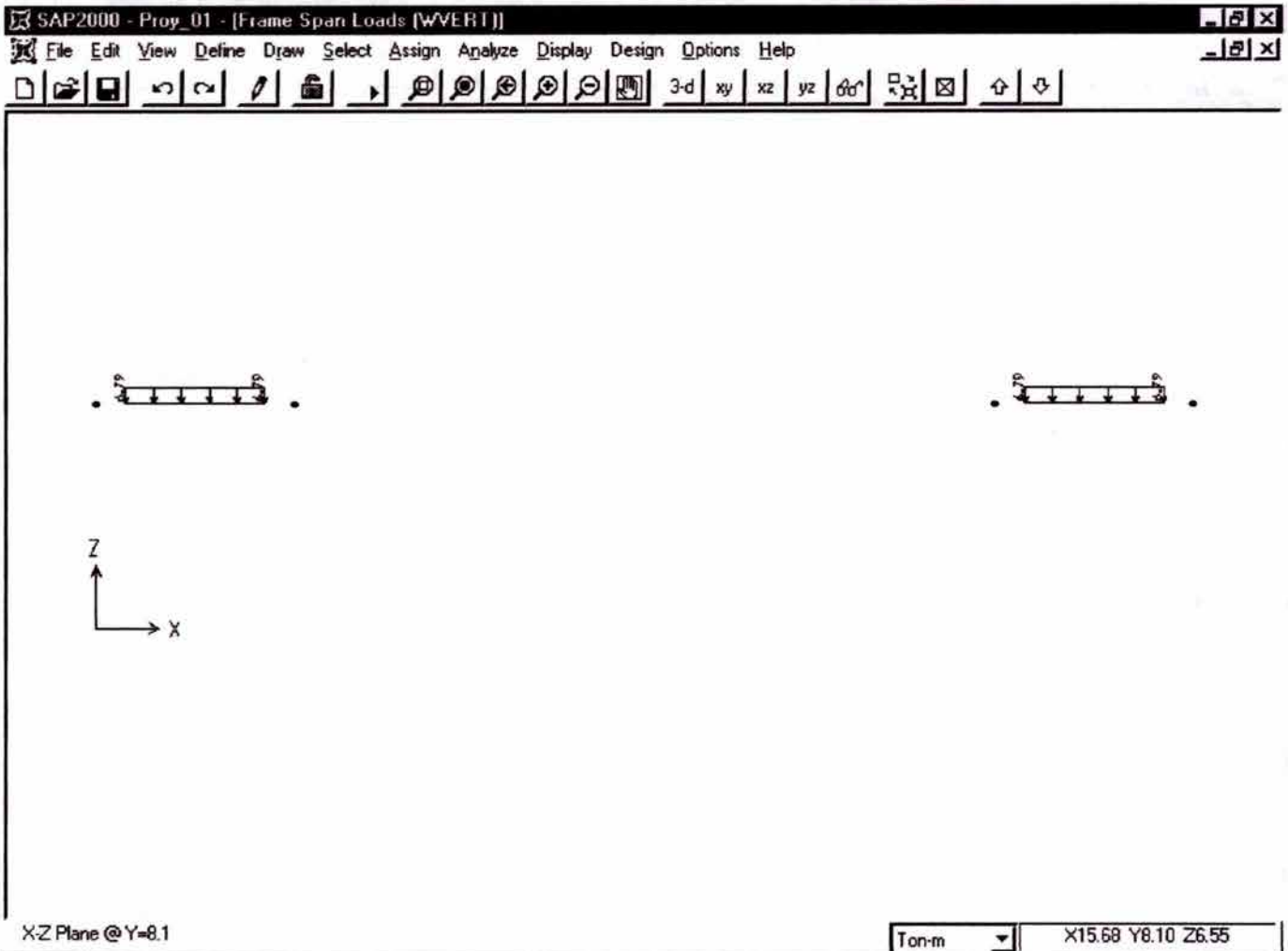
Marco Y = 5.18 m



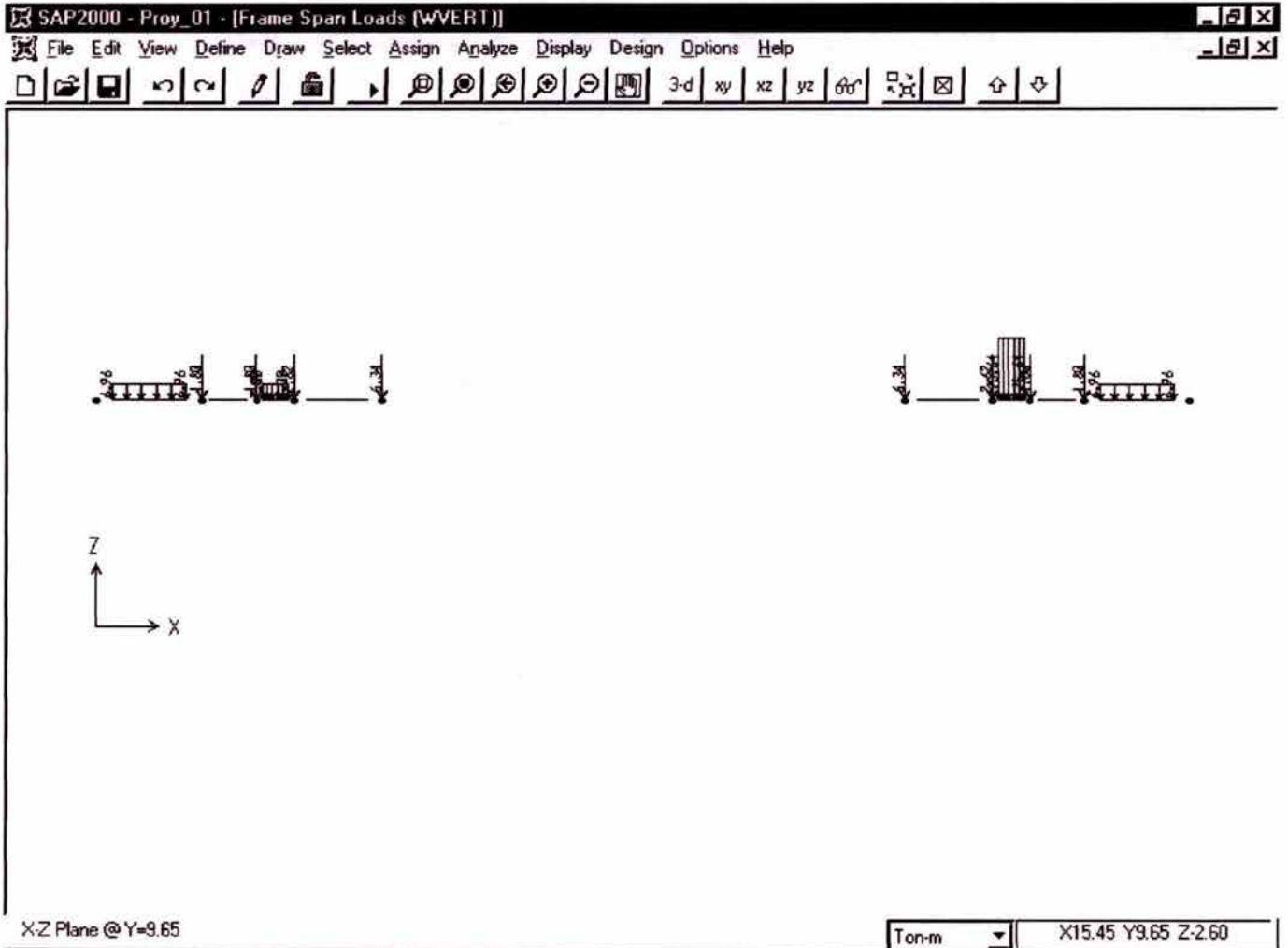
Marco Y = 6.60 m



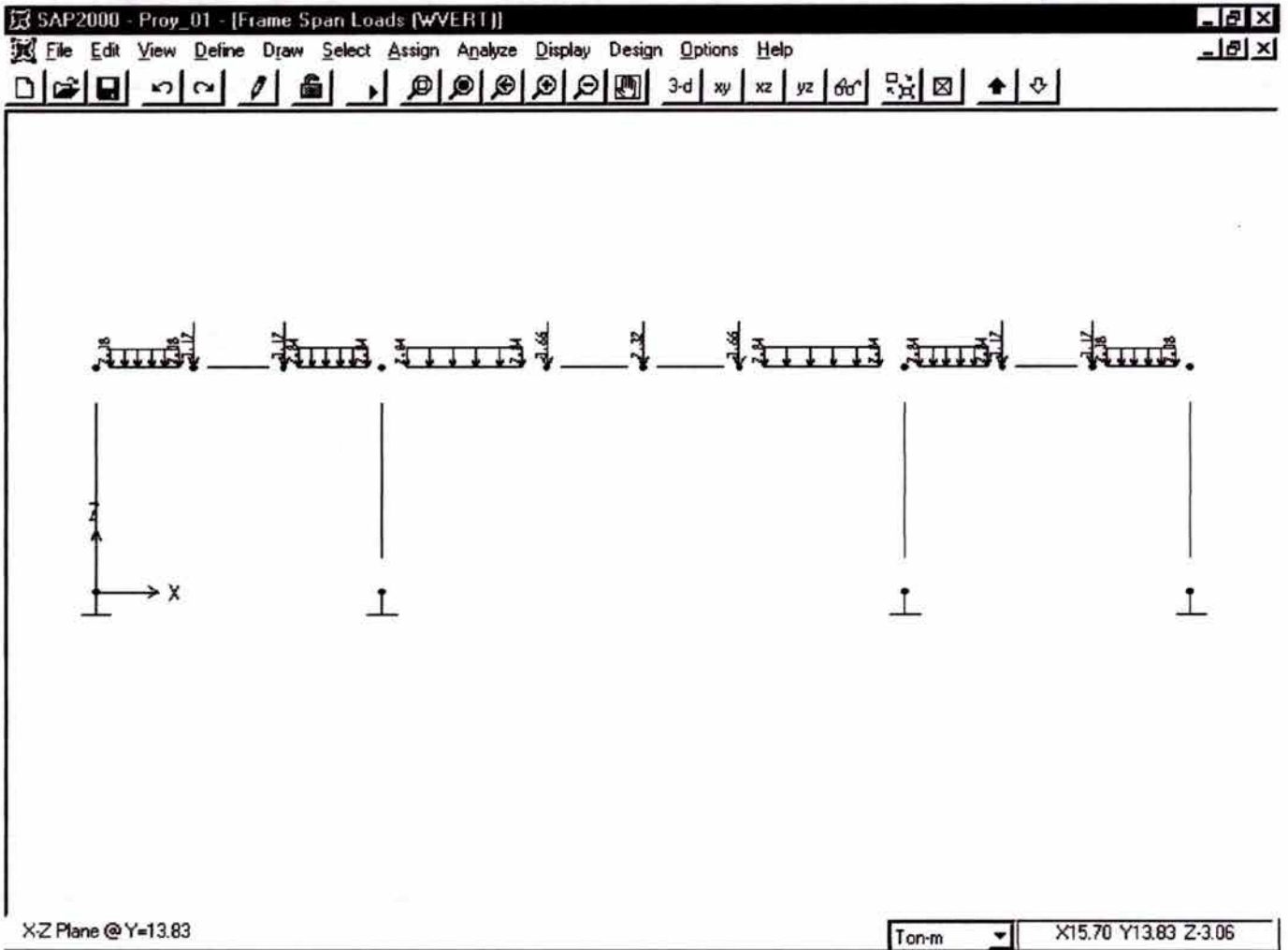
Marco Y = 8.10 m



Marco Y = 9.65 m

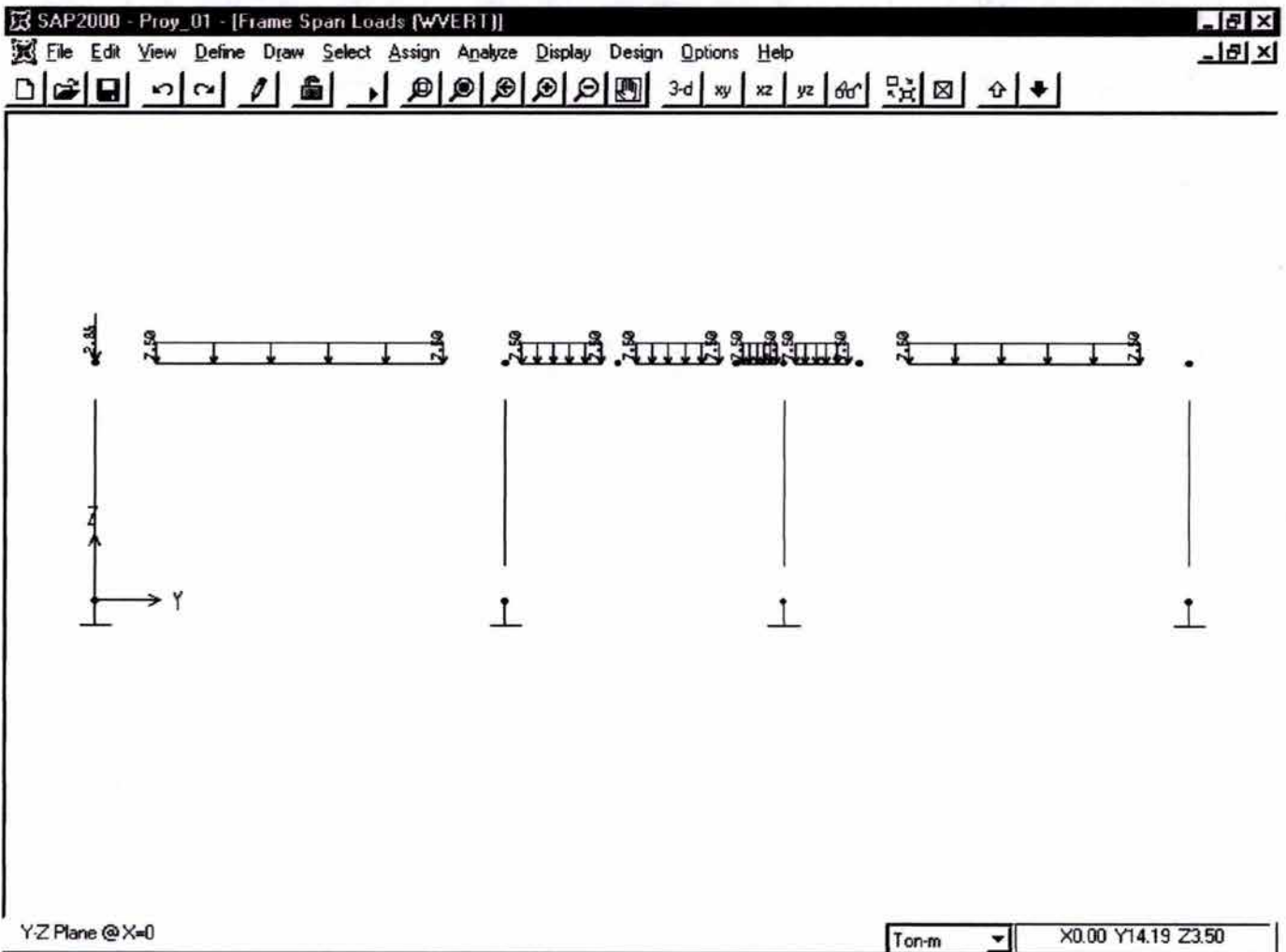


Marco Y = 13.83 m

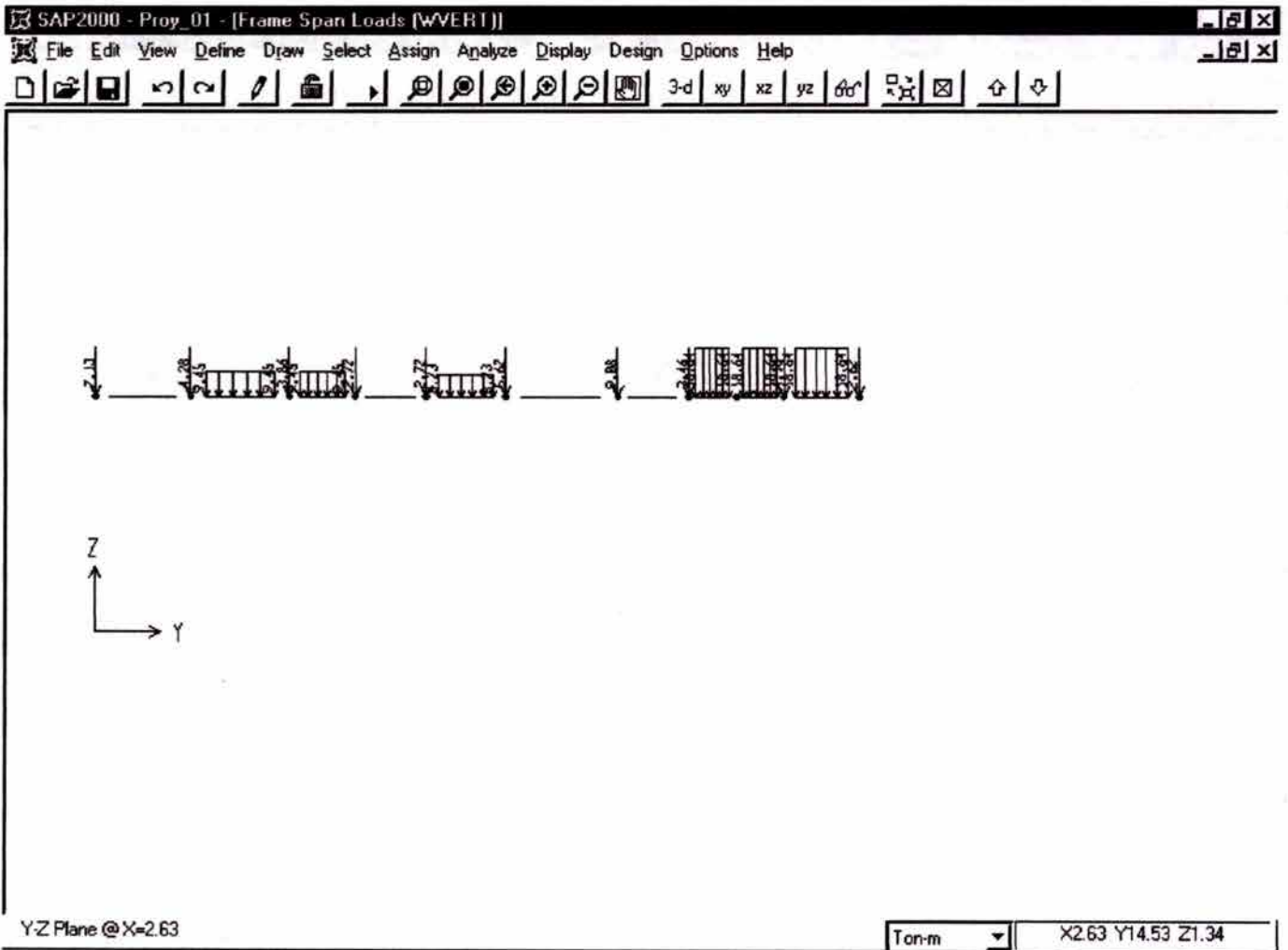




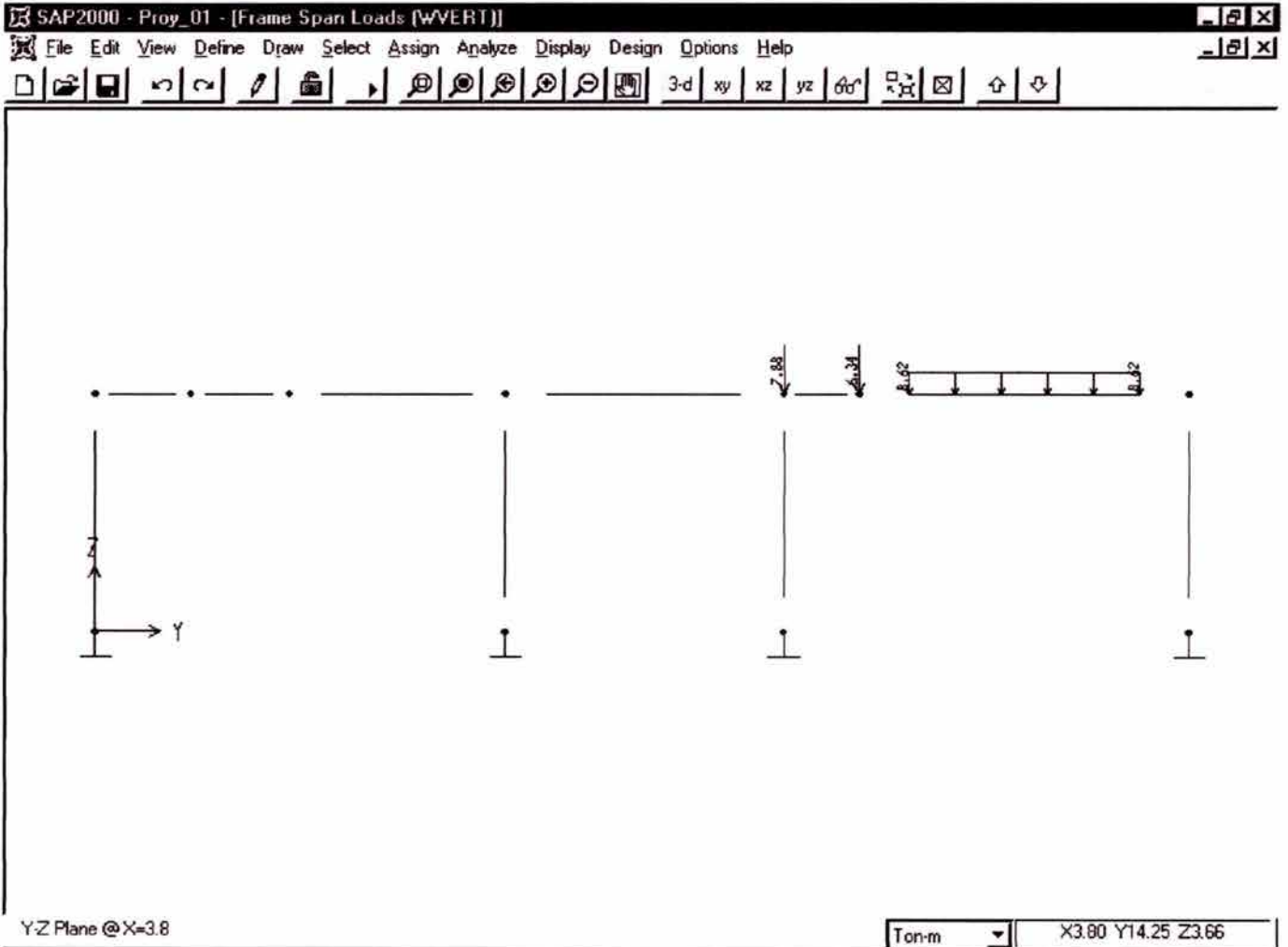
Marco X = 0 m



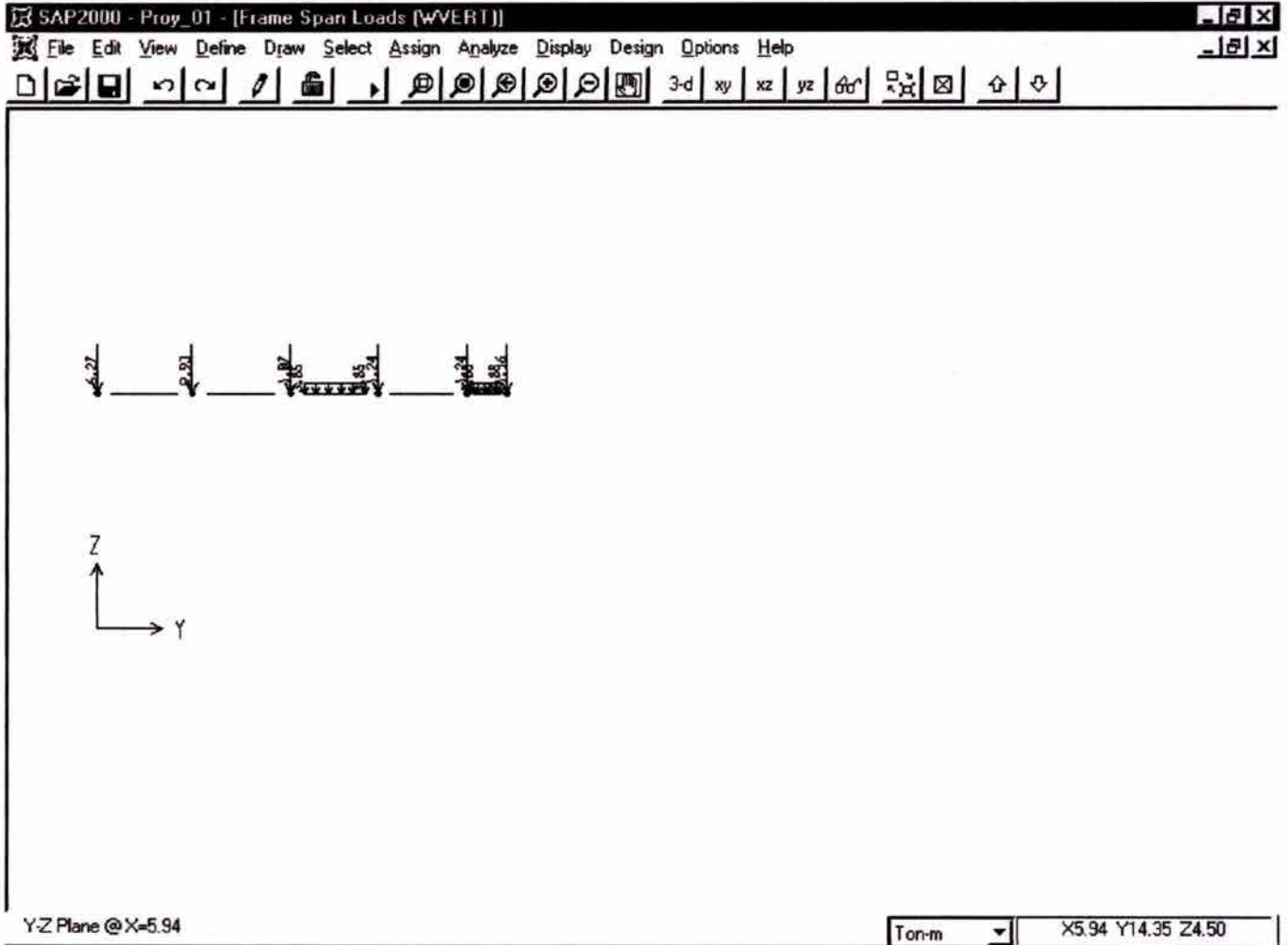
Marco X = 2.63



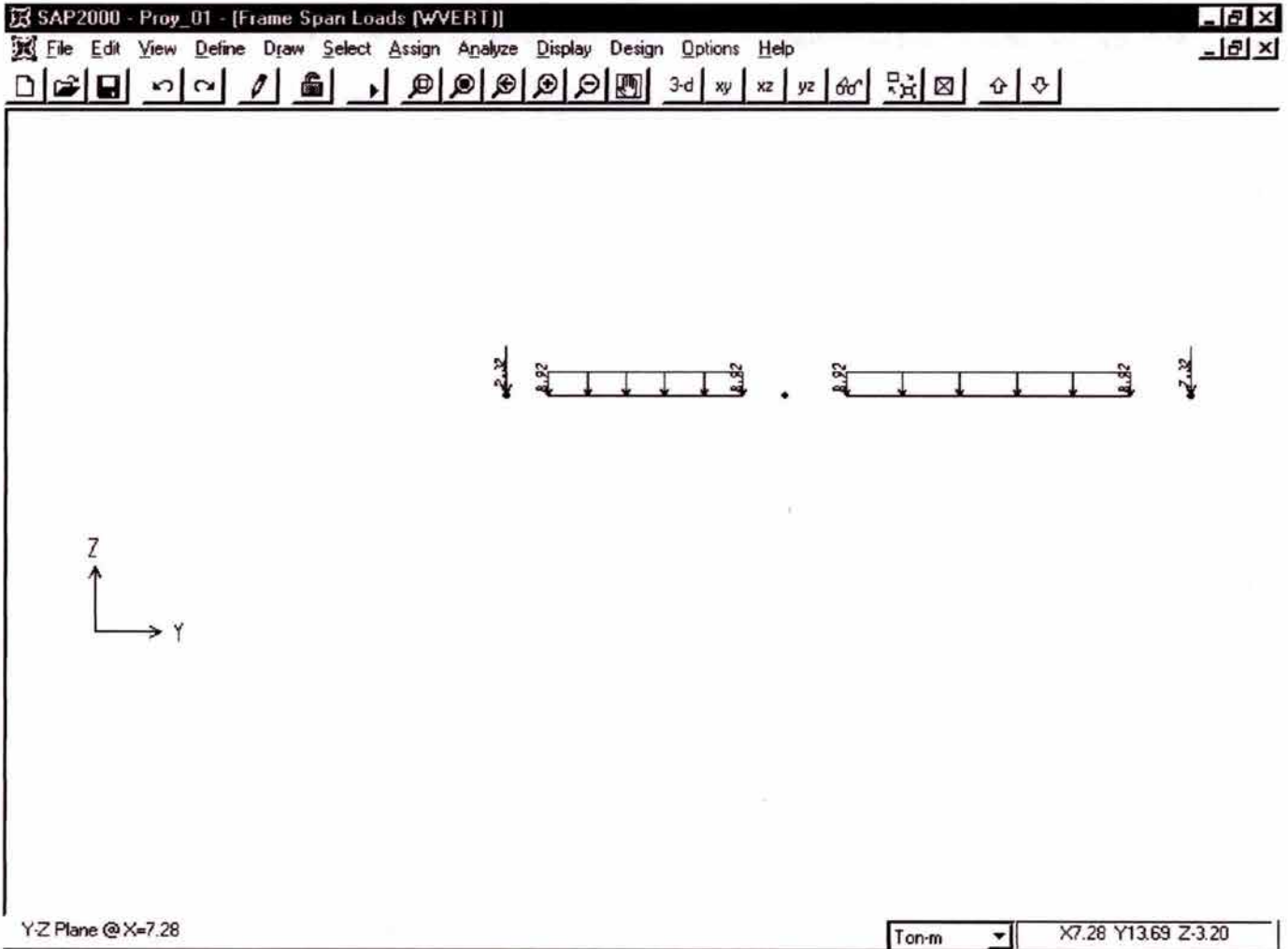
Marco X = 3.80 m



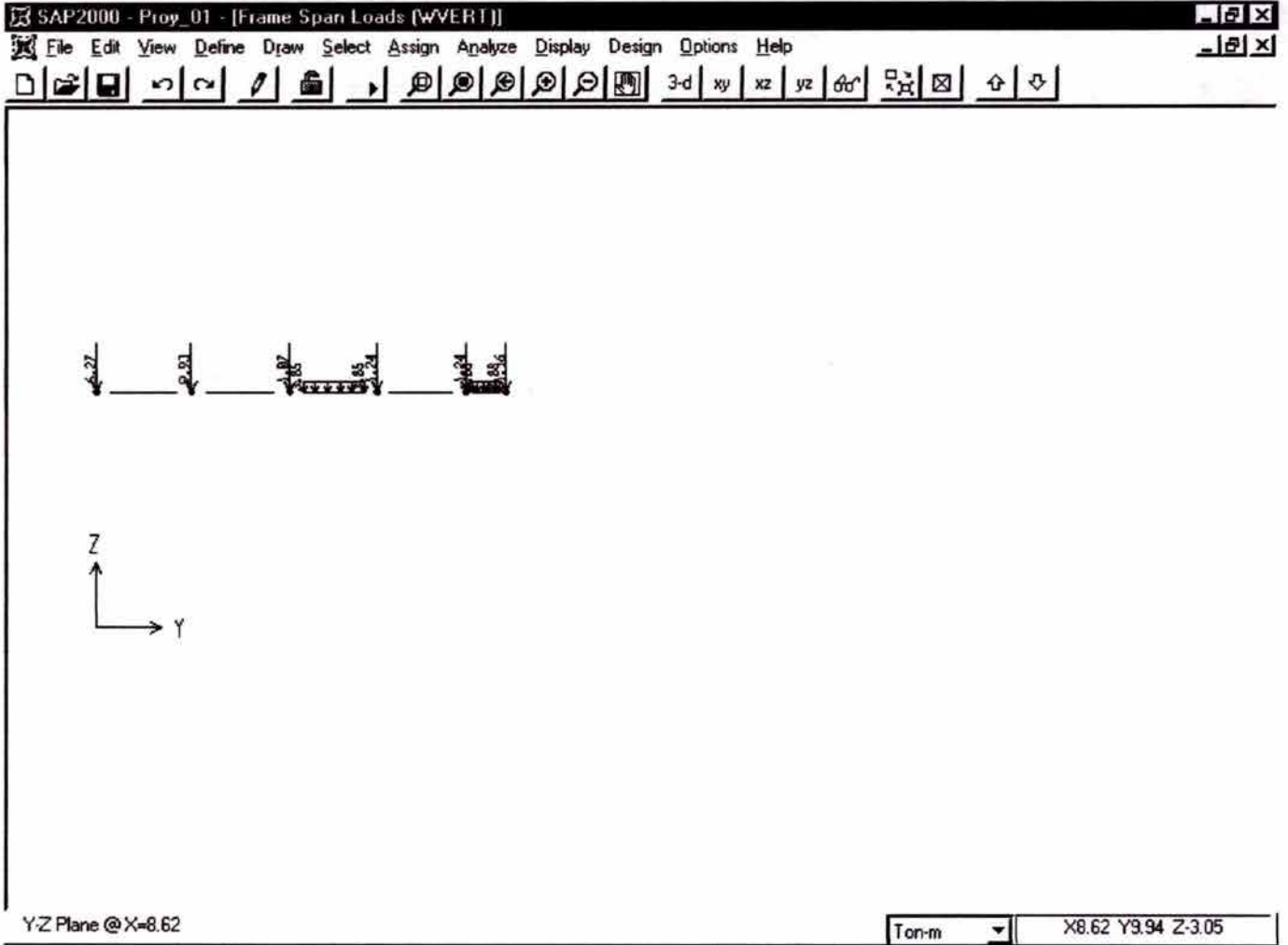
Marco X = 5.94 m



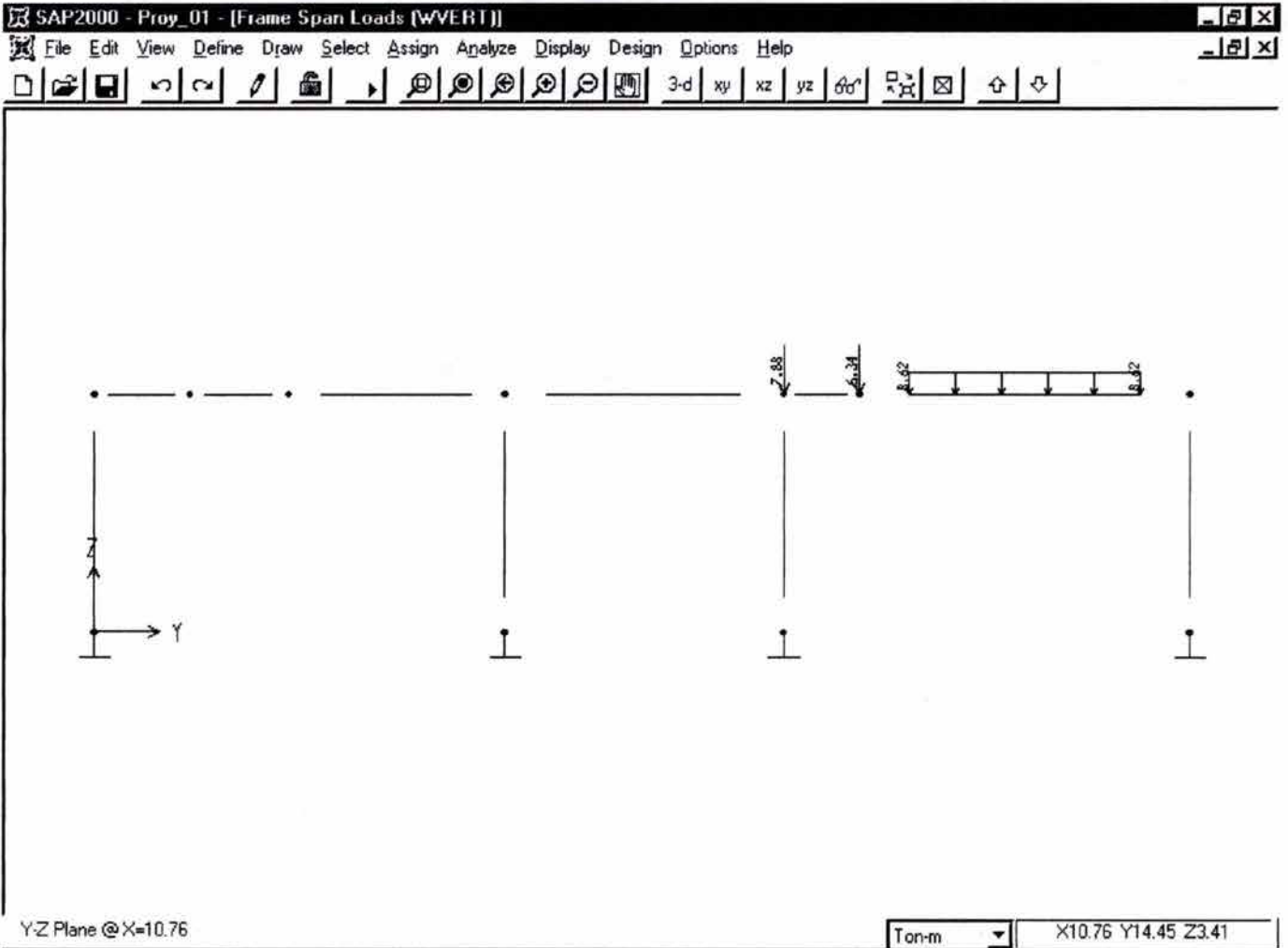
Marco X = 7.28 m



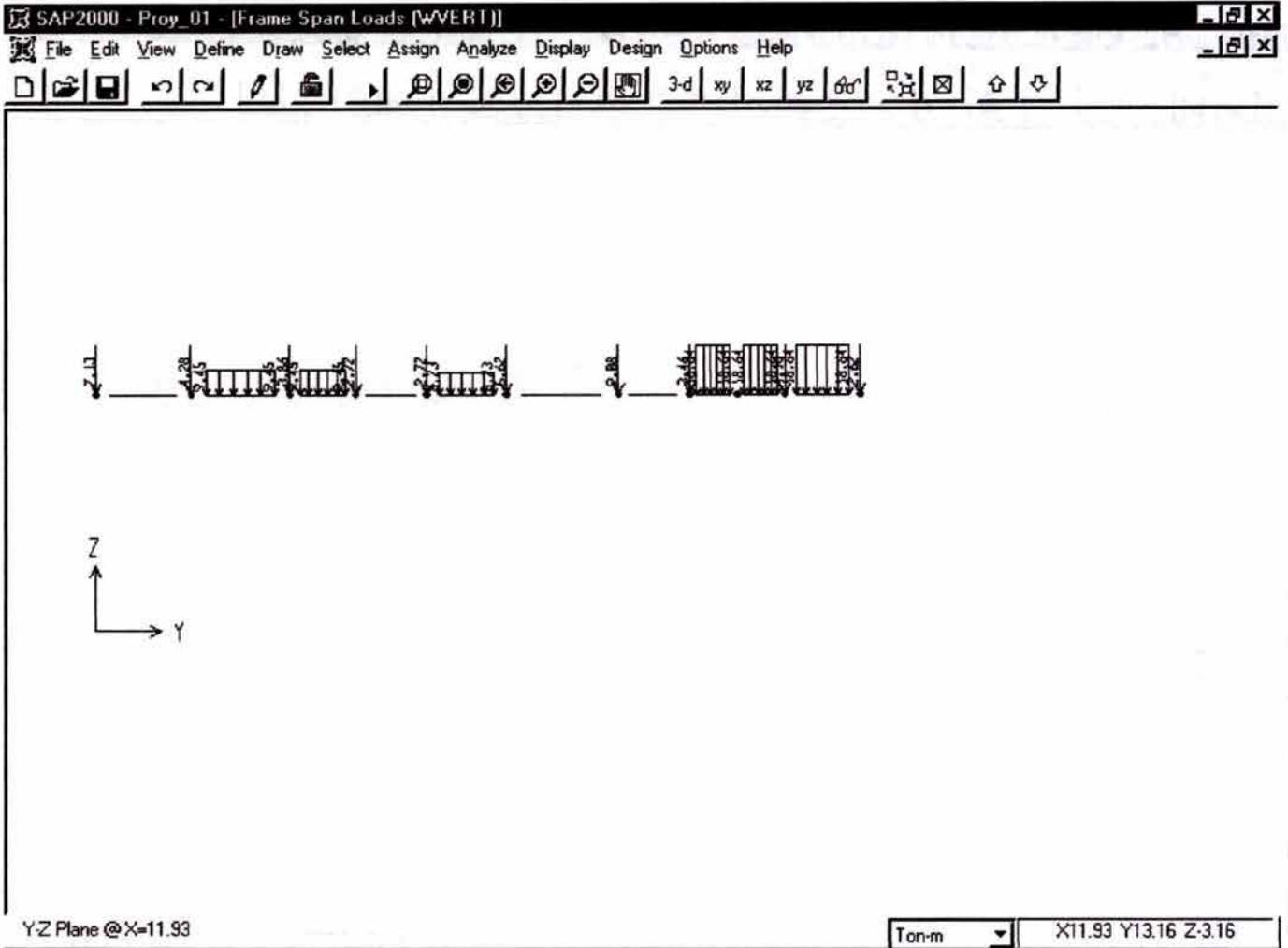
Marco X = 8.62 m



Marco X = 10.76 m

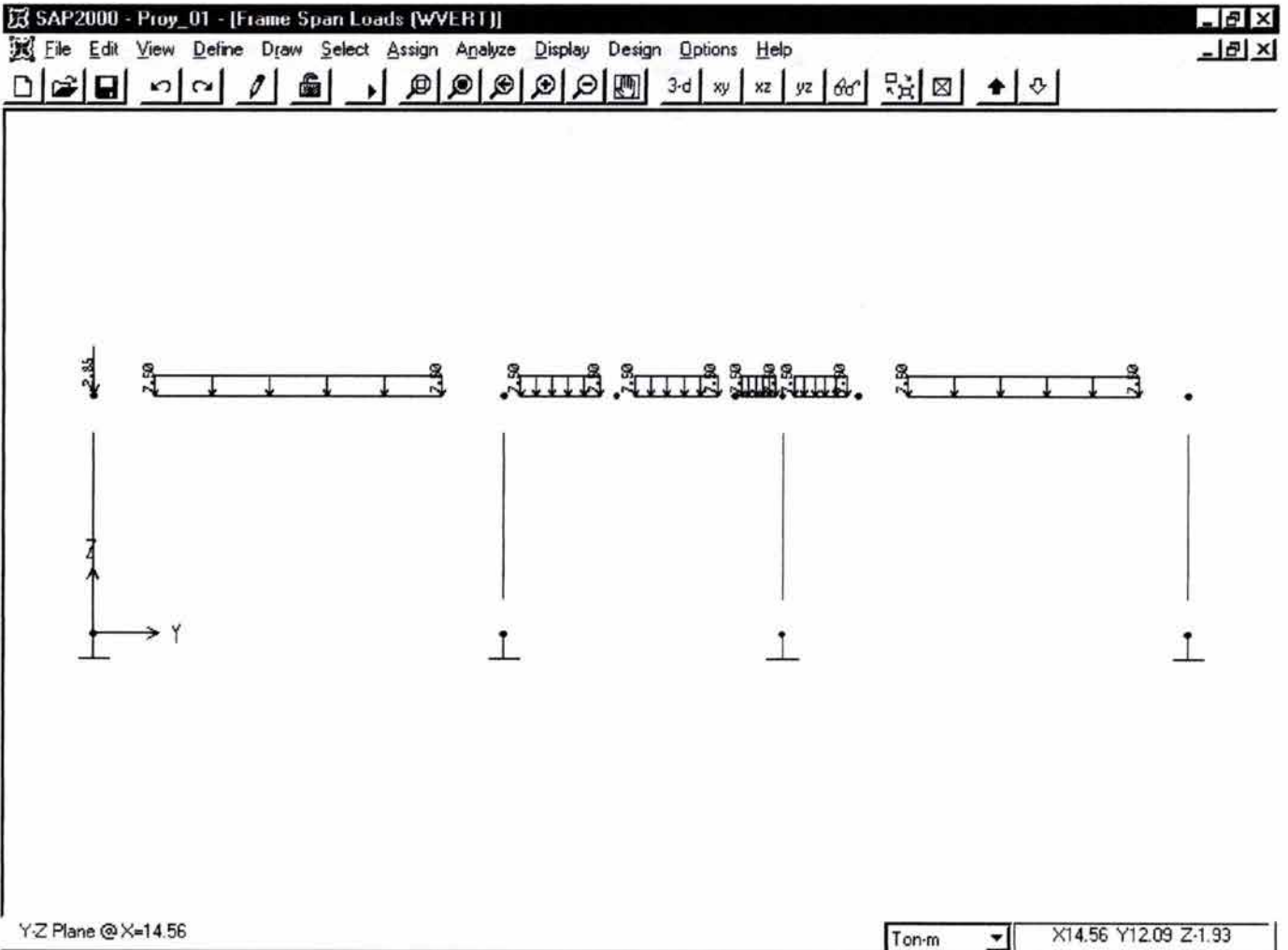


Marco X = 11.93 m

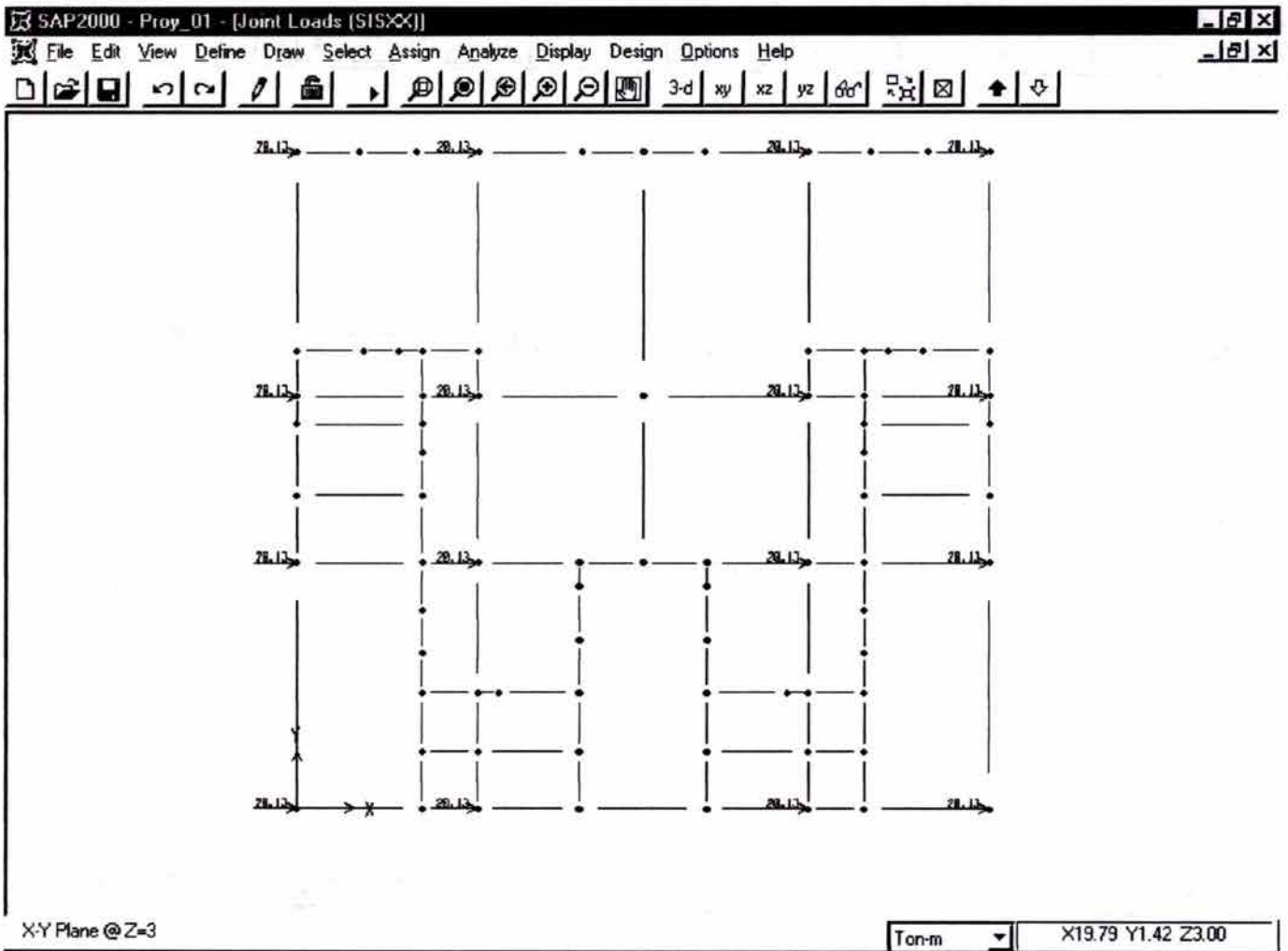




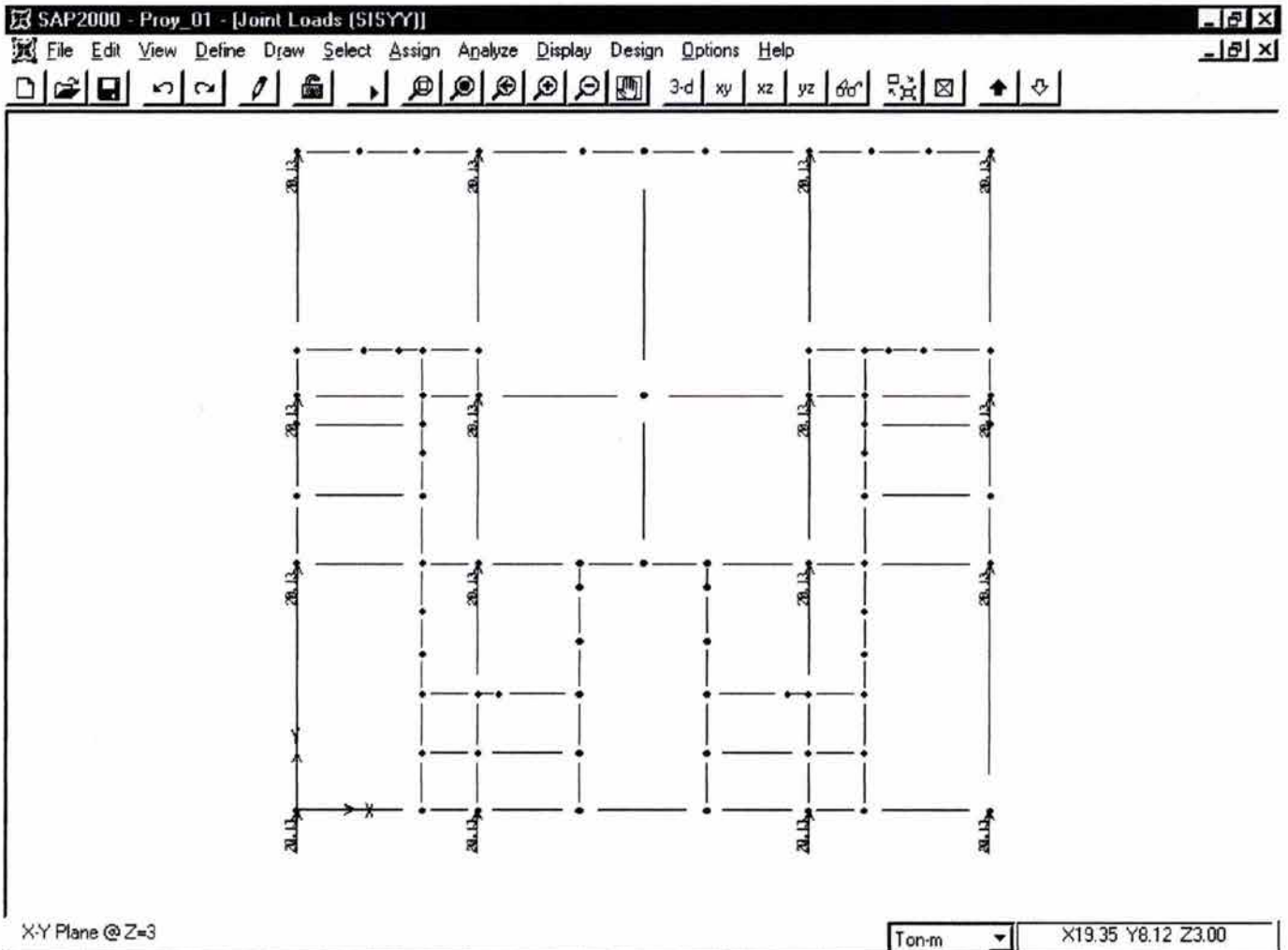
Marco X = 14.56 m



Fuerza sismica (SISXX +) en los nudos del nivel Z = 3.0 m

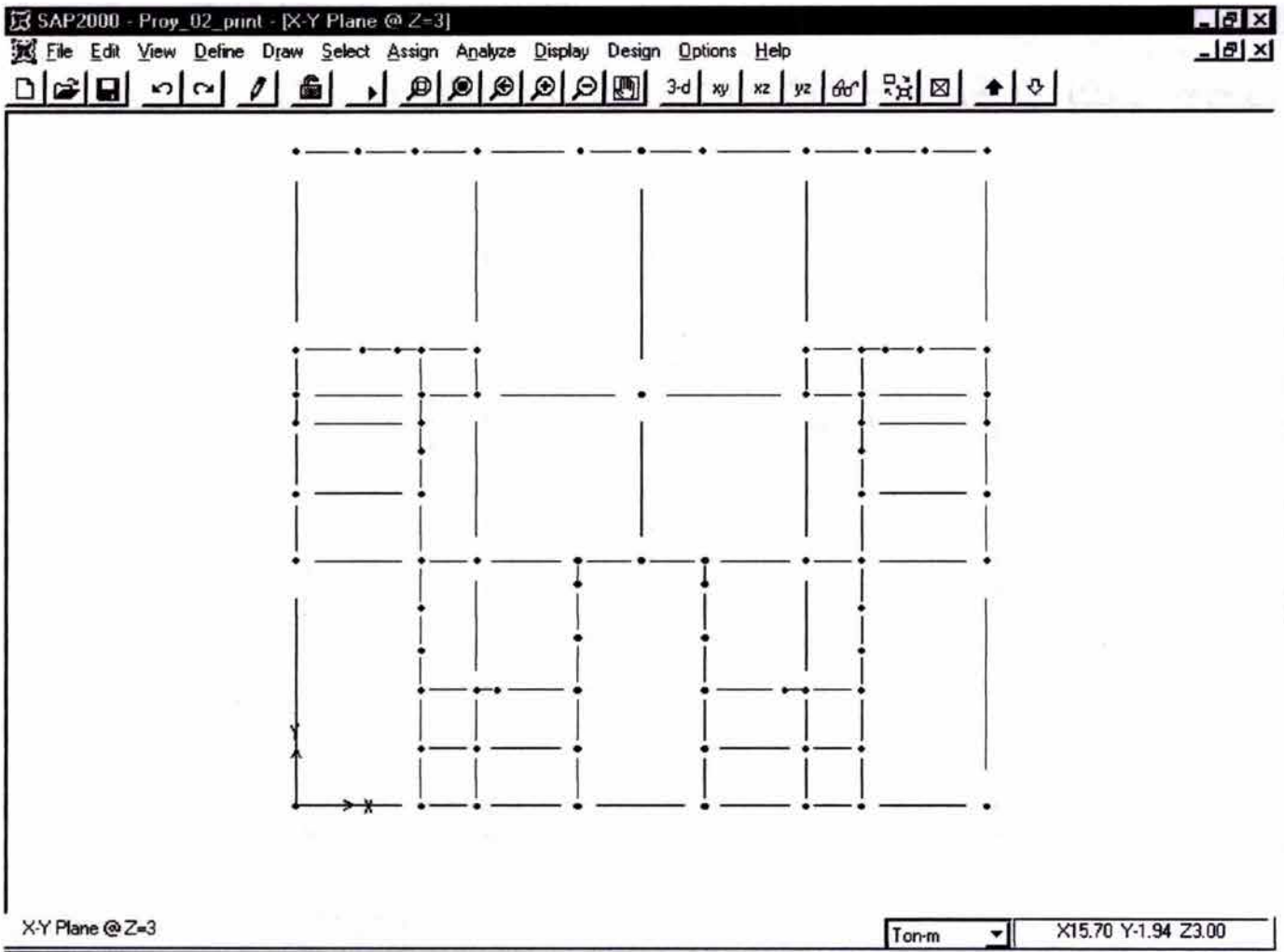


Fuerza sísmica (SISYY +) en los nudos del nivel Z = 3.0 m

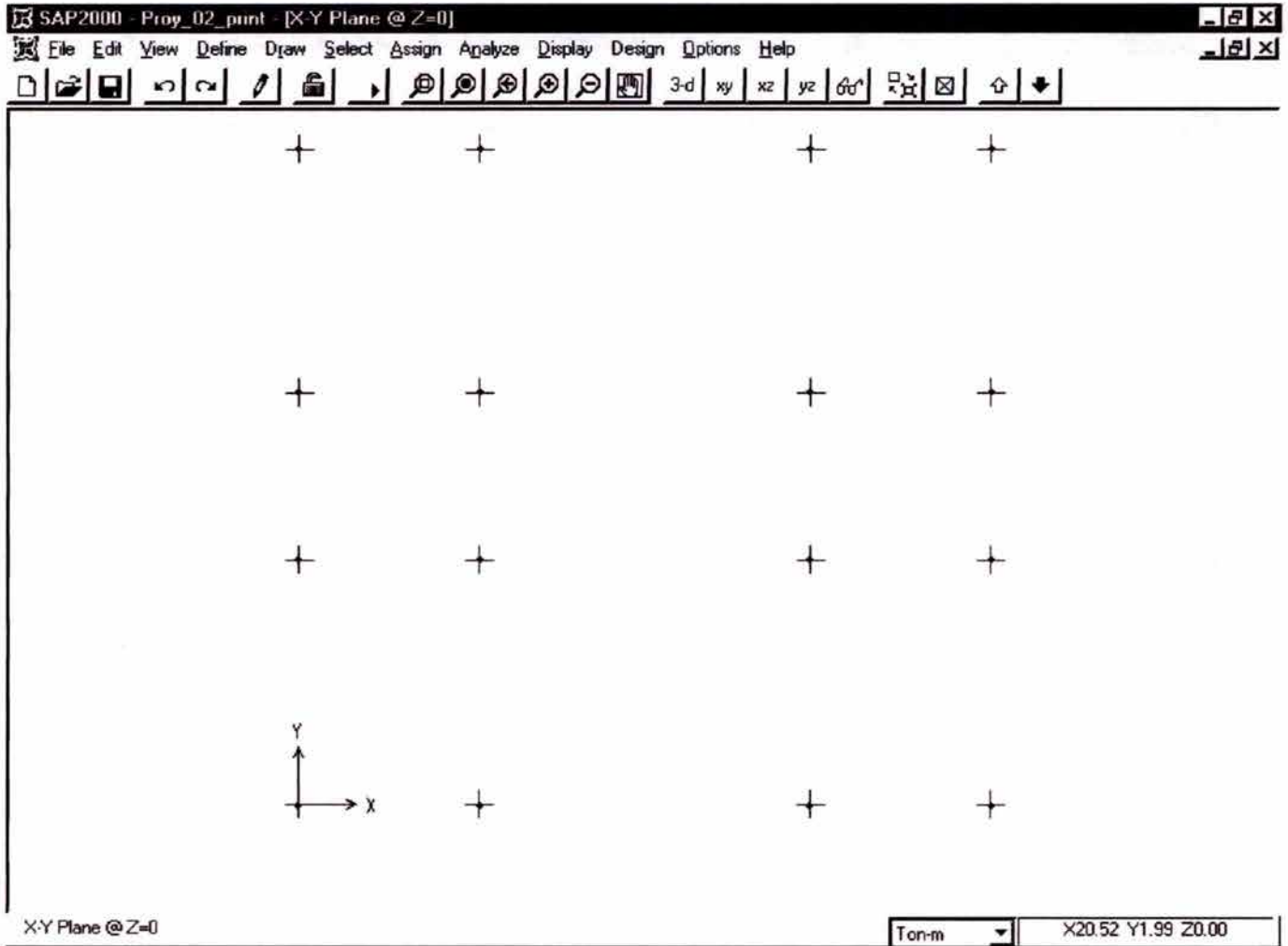


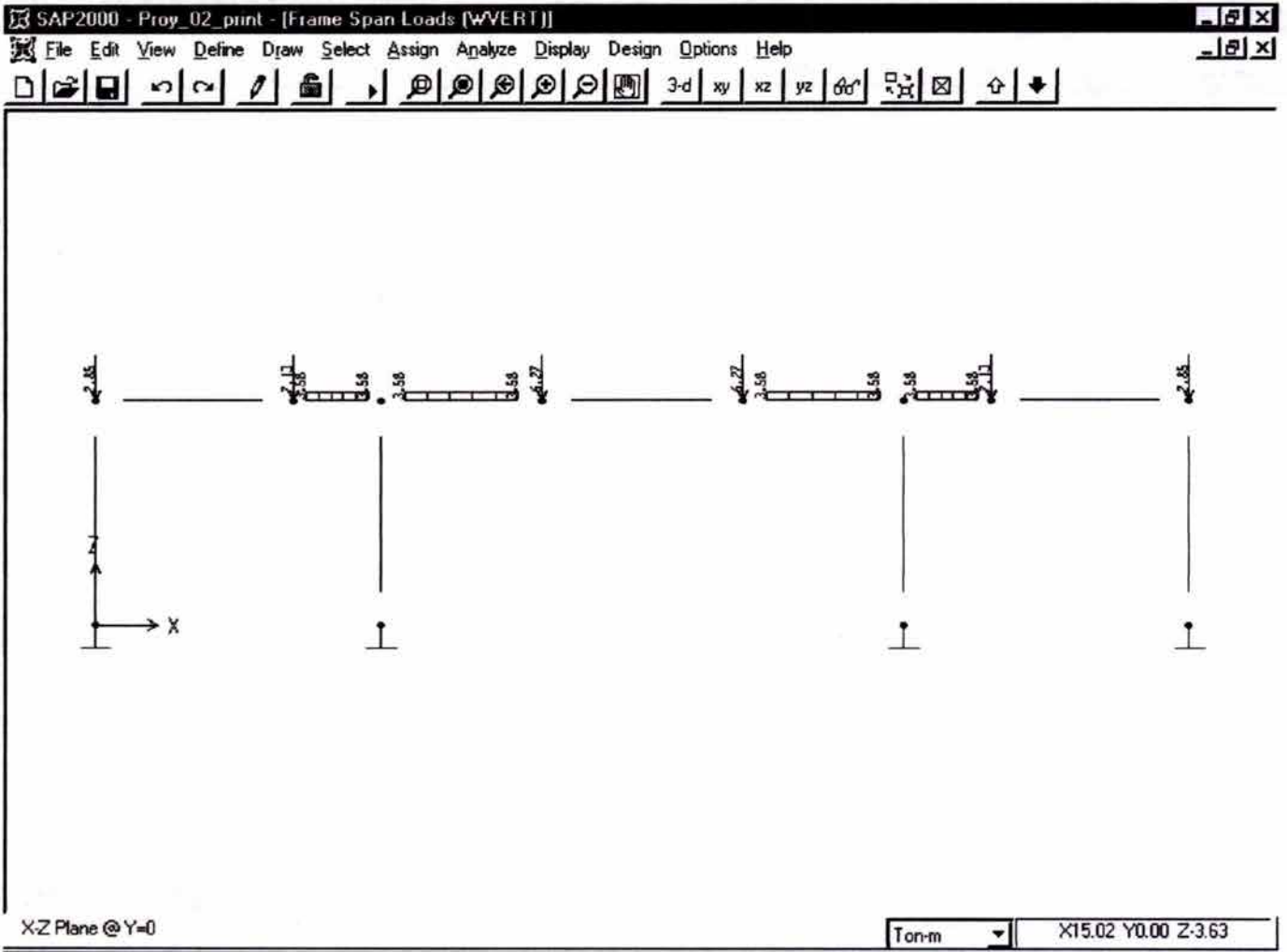
Datos de entrada del modelo presentado en VI.1.3

Retícula de trabes Z = 3 m

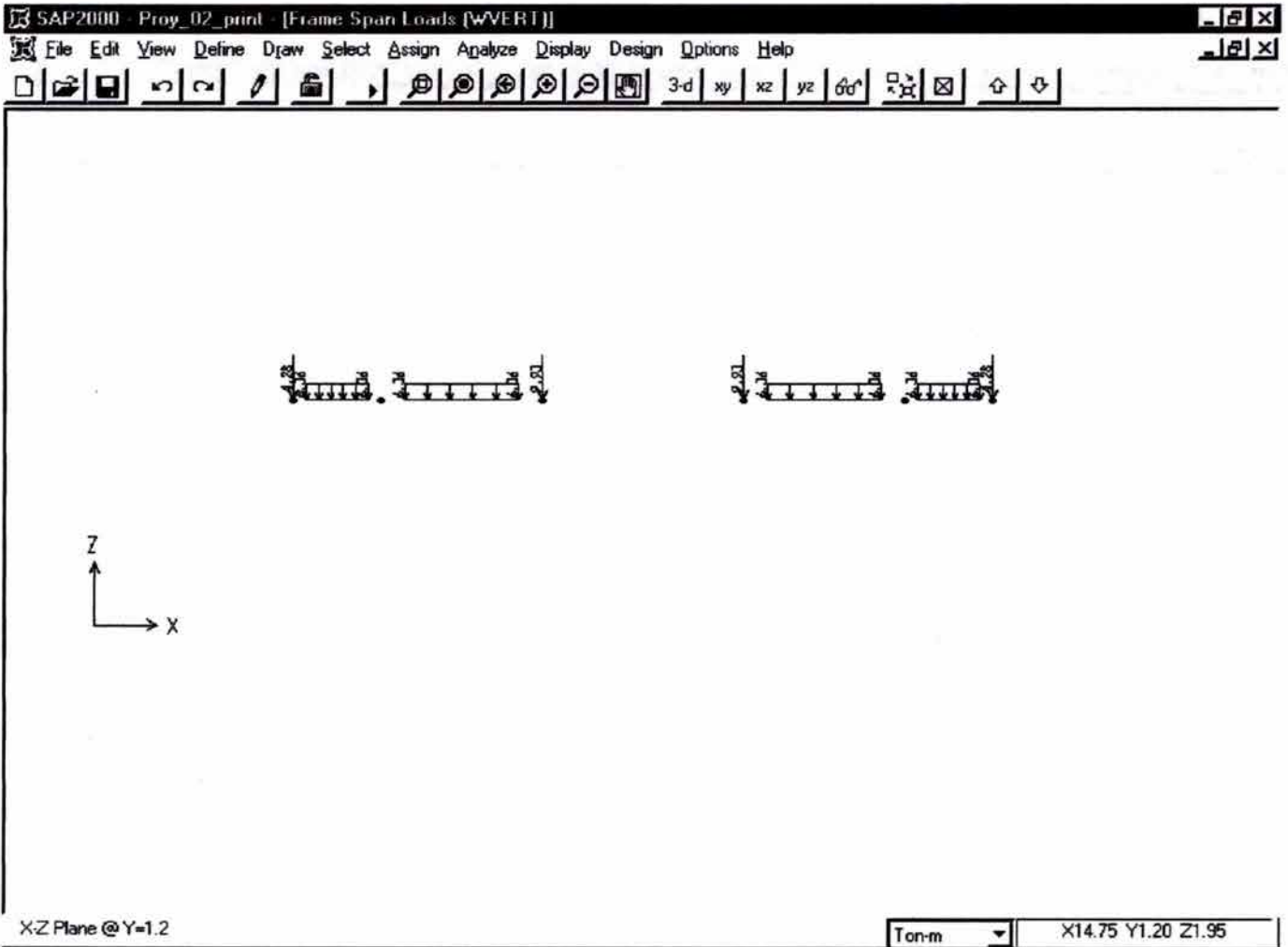


Planta de Cimentación Z = 0



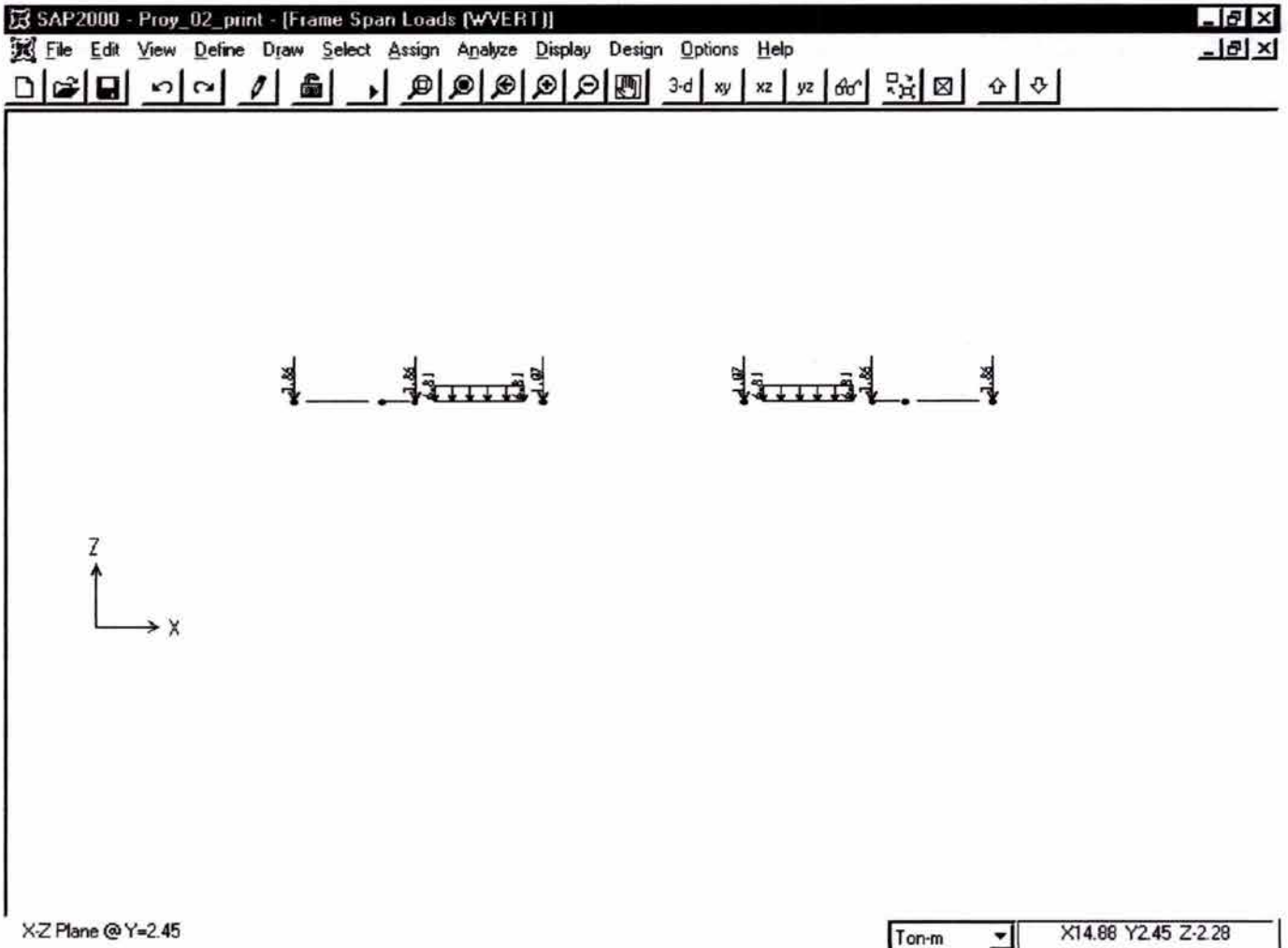


Marco Y = 0 m



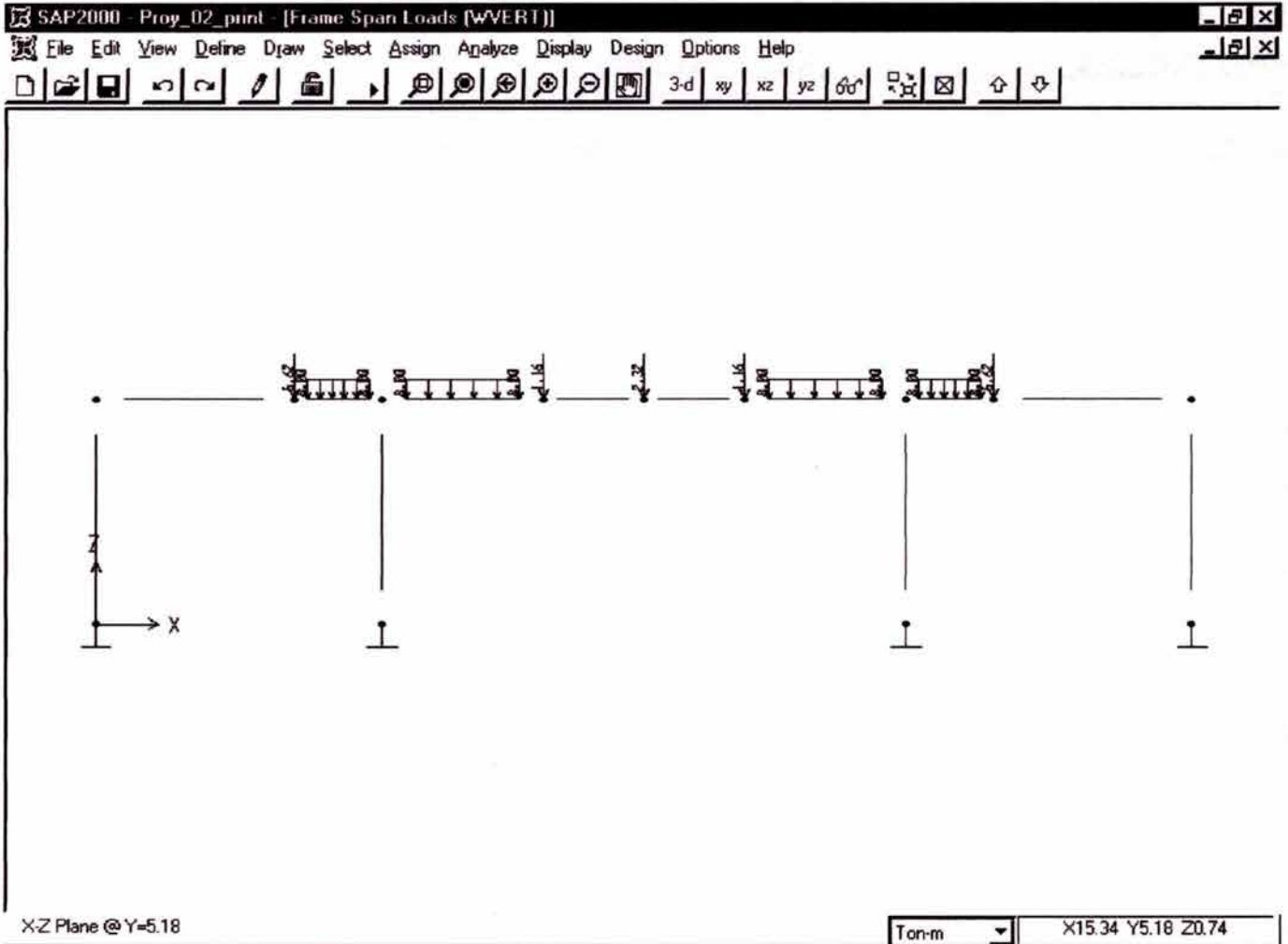
Marco Y = 1.20 m

Marco Y = 2.45 m





Marco Y = 5.18 m

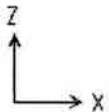
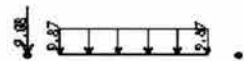
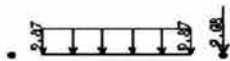


Marco Y = 6.60 m

SAP2000 - Proy\_02\_print - [Frame Span Loads (WVERT)]

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Options Help

3-d xy xz yz 60°



X-Z Plane @ Y=6.6

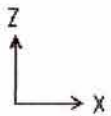
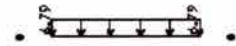
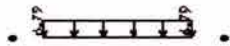
Ton-m X7.60 Y6.60 Z-3.30

Marco Y = 8.10 m

SAP2000 - Proy\_02\_print - [Frame Span Loads (WVERT)]

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Options Help

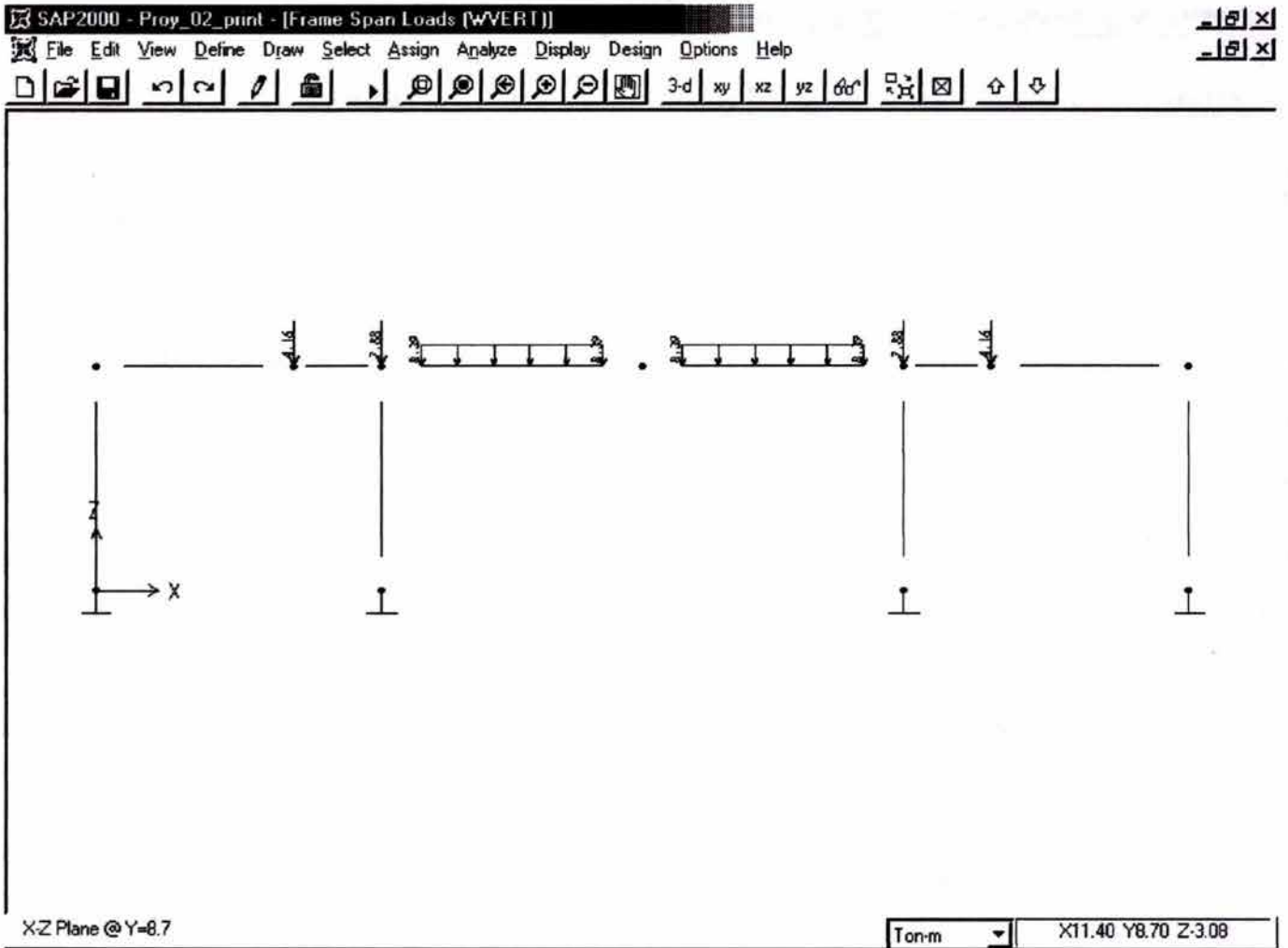
3-d xy xz yz 60°



X-Z Plane @ Y=8.1

Ton-m X9.44 Y8.10 Z-3.38

Marco Y = 8.70 m

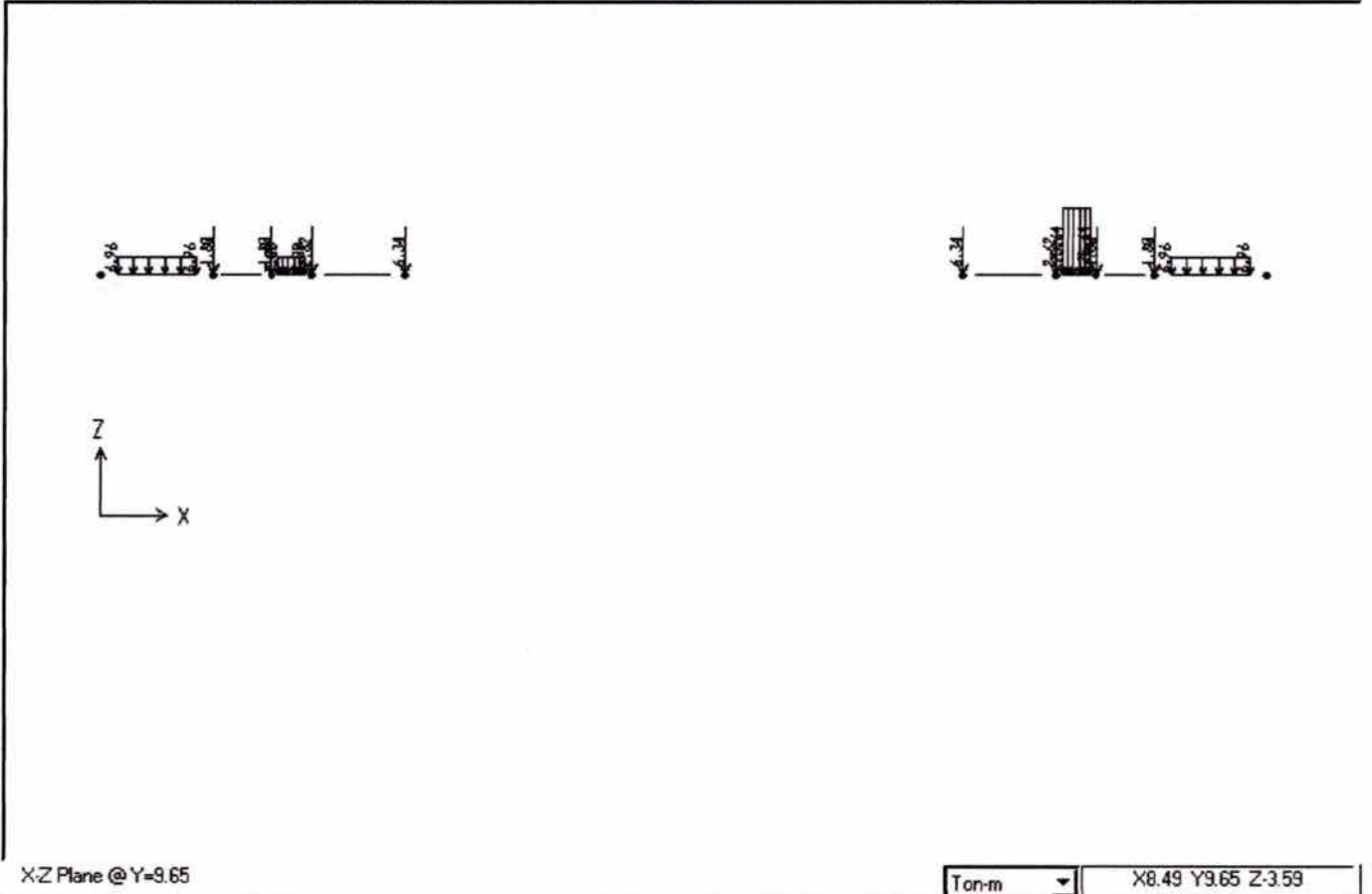


Marco Y = 9.65 m

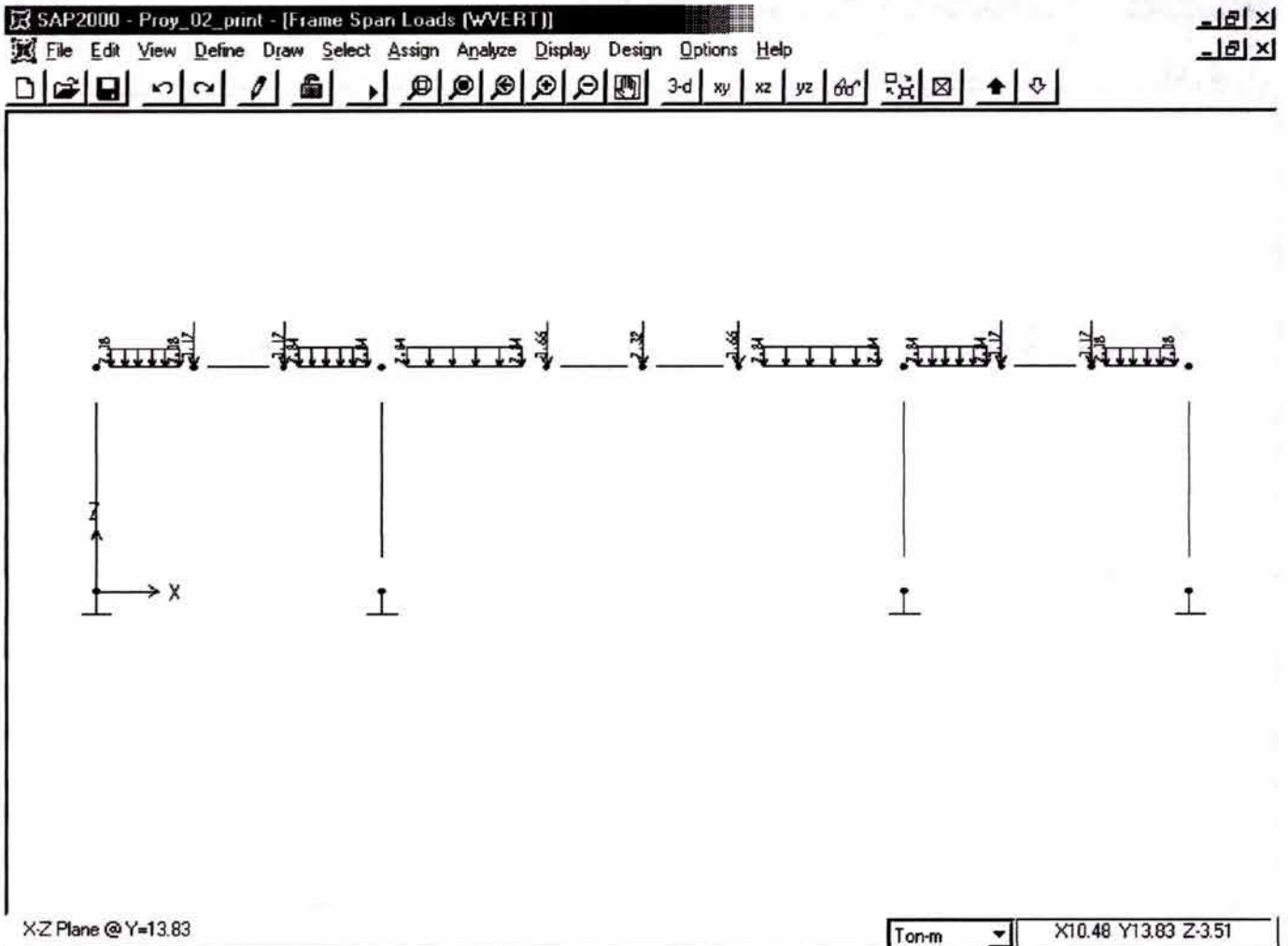
SAP2000 - Proy\_02\_print - [Frame Span Loads (WVERT)]

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Options Help

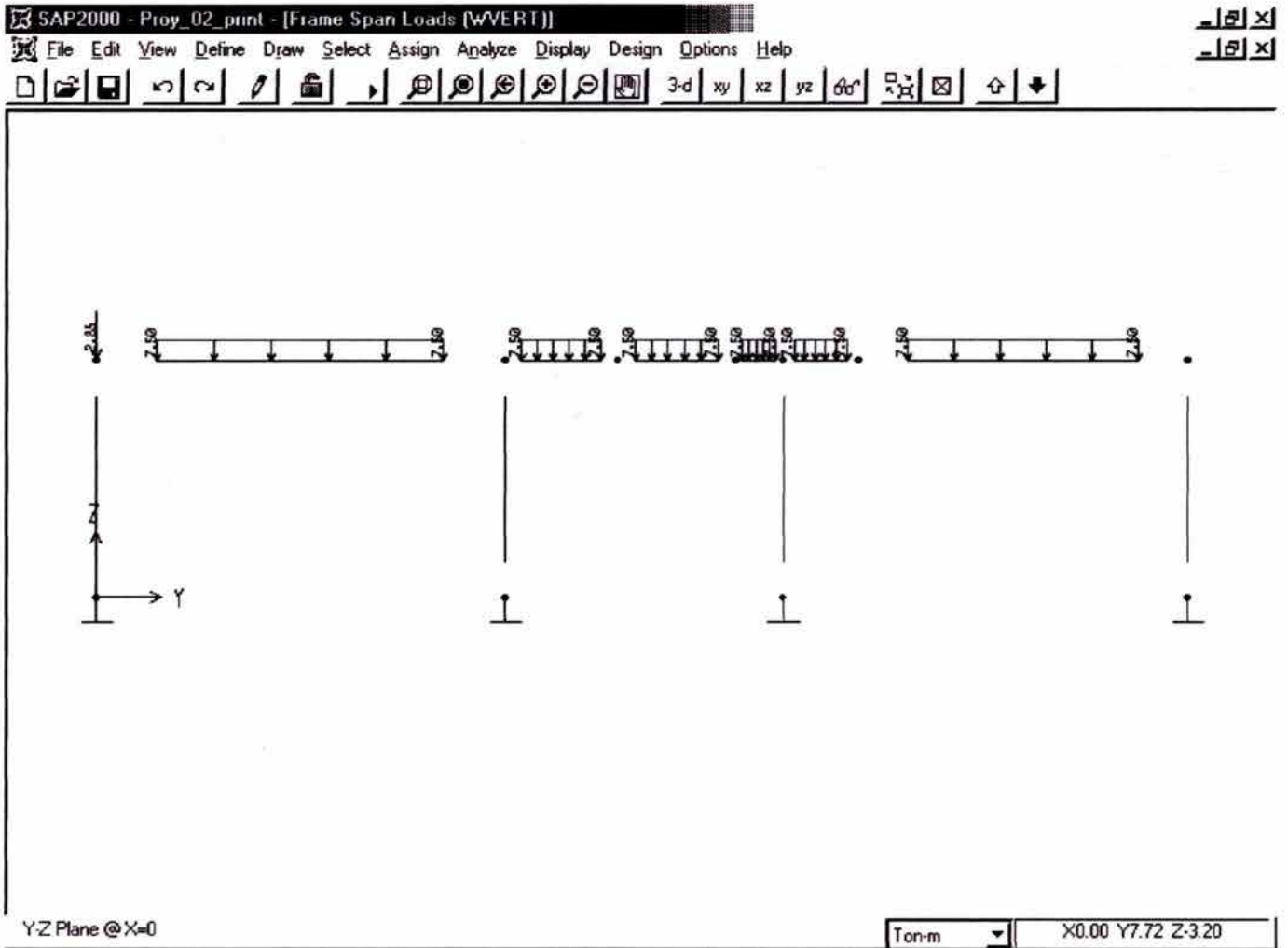
3-d xy xz yz 00°



Marco Y = 13.83 m



Marco X = 0 m

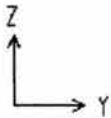
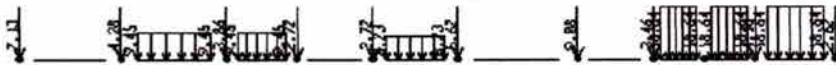


Marco X = 2.63

SAP2000 - Proy\_02\_punt - [Frame Span Loads (WVERT)]

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Options Help

3-d xy xz yz 6d

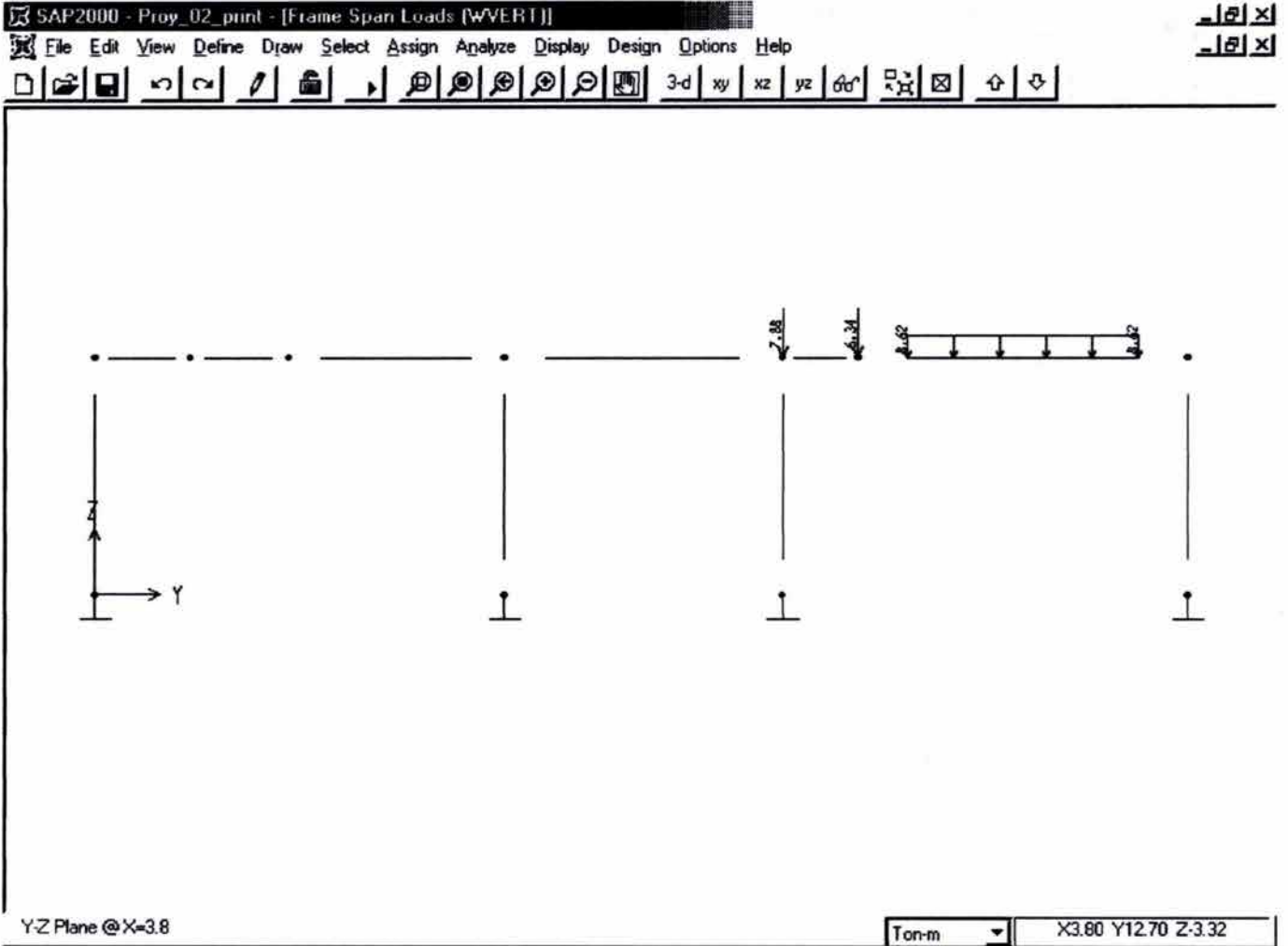


Y-Z Plane @ X=2.63

Ton-m X2.63 Y8.95 Z-3.32

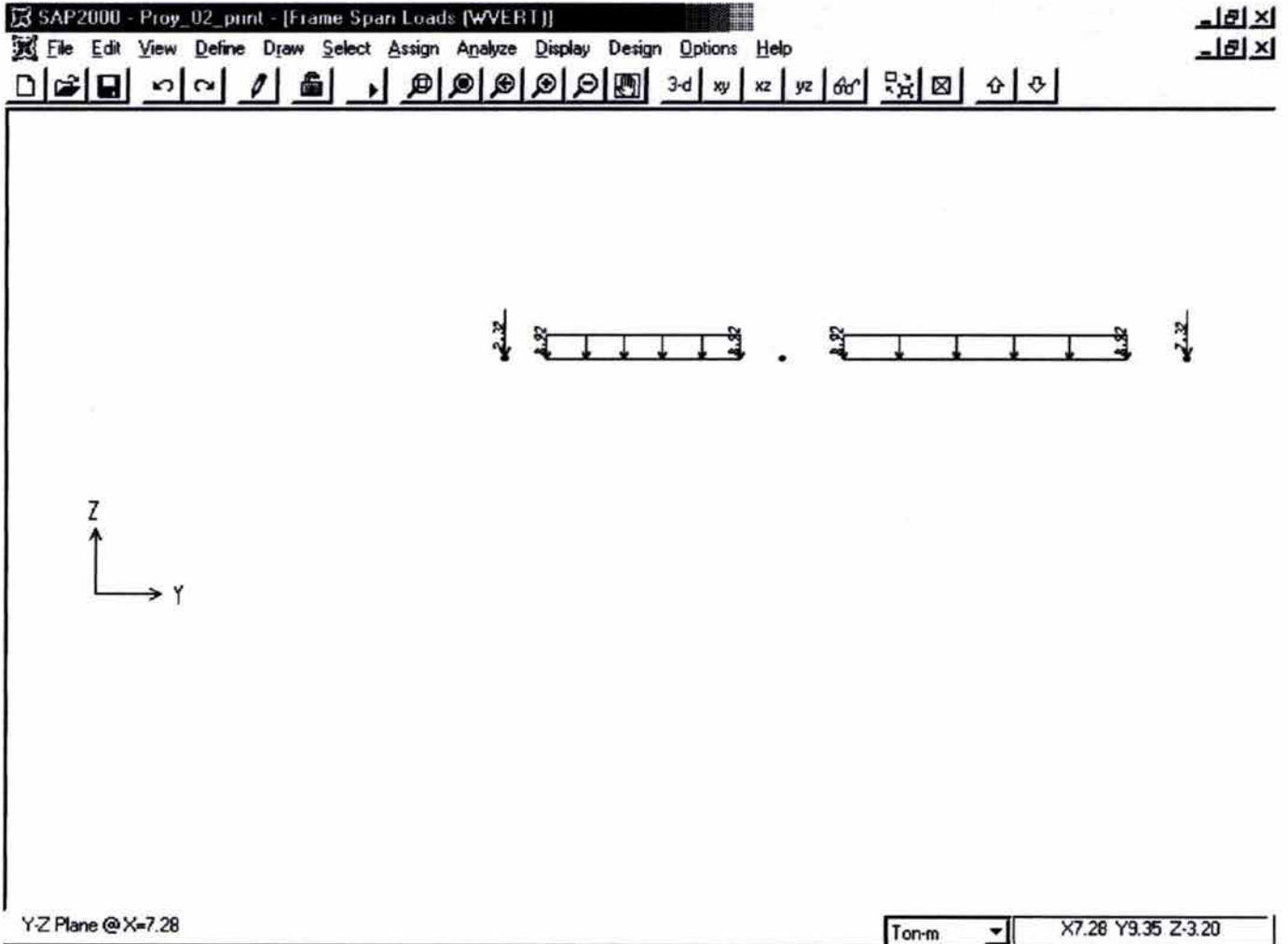


Marco X = 3.80 m





Marco X = 7.28 m

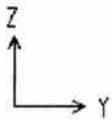


Marco X = 8.62 m

SAP2000 - Proy\_02\_print - [Frame Span Loads (wVERT)]

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Options Help

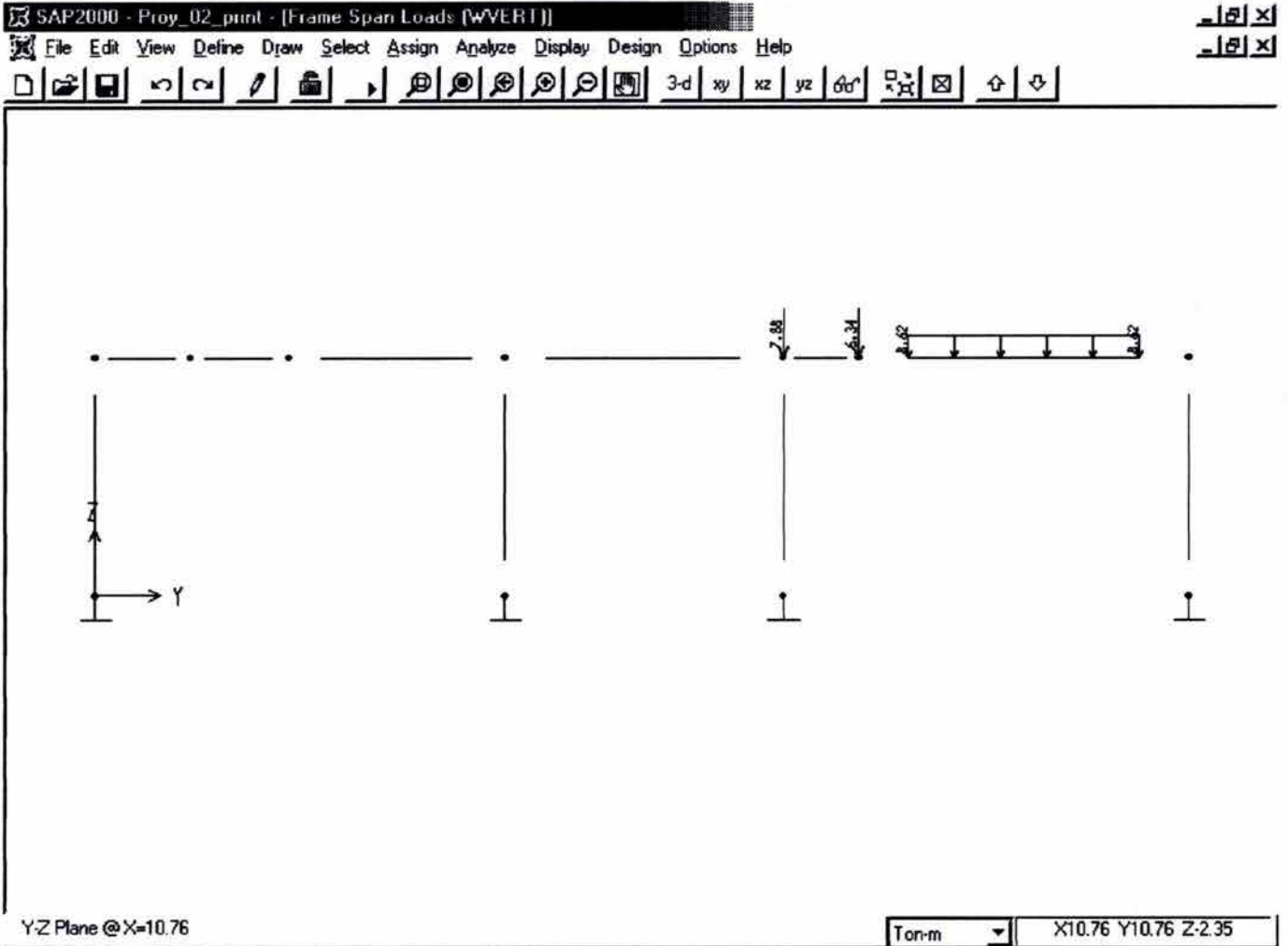
3-d xy xz yz 60°



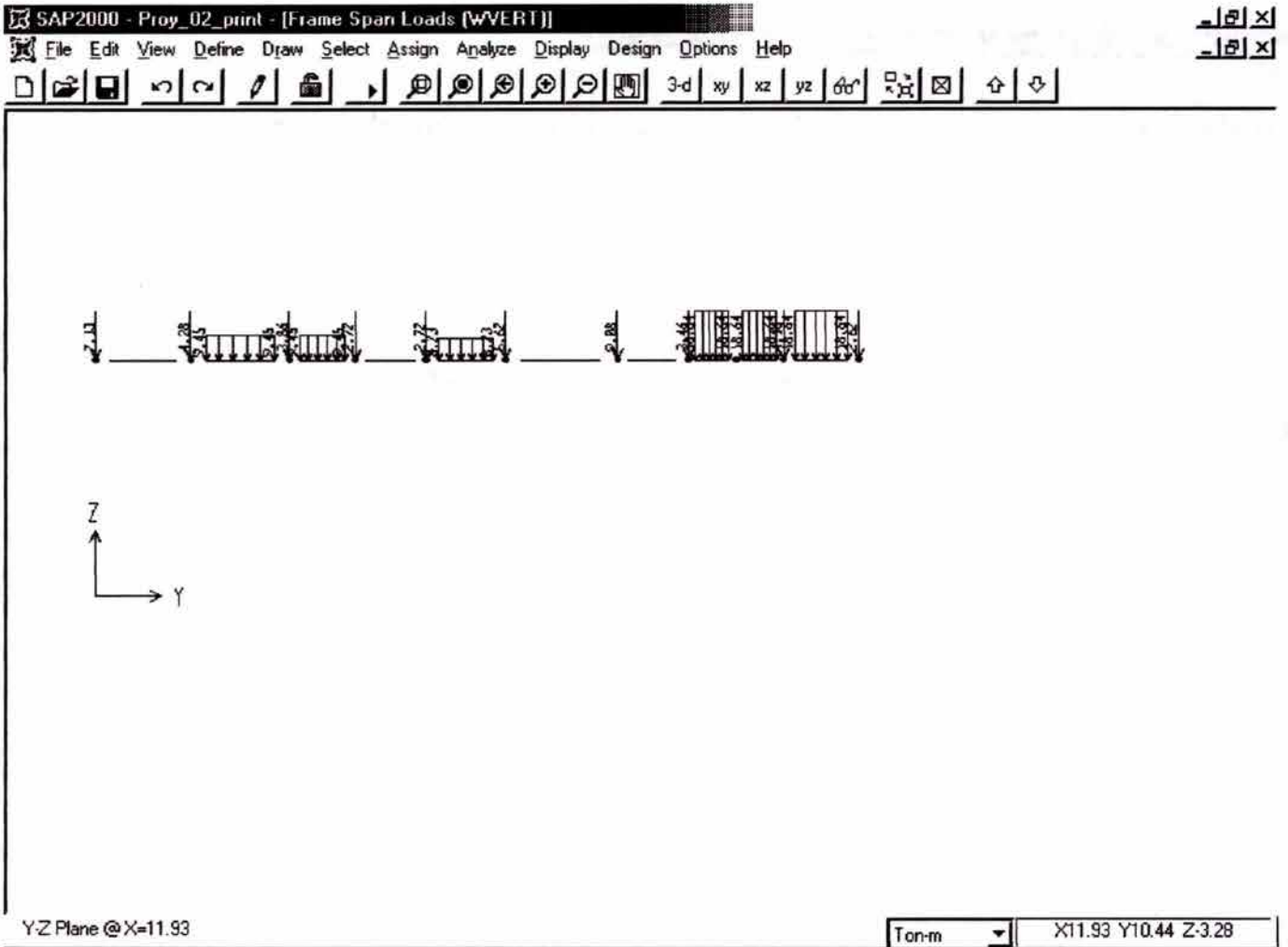
Y-Z Plane @ X=8.62

Ton-m X8.62 Y13.02 Z-3.20

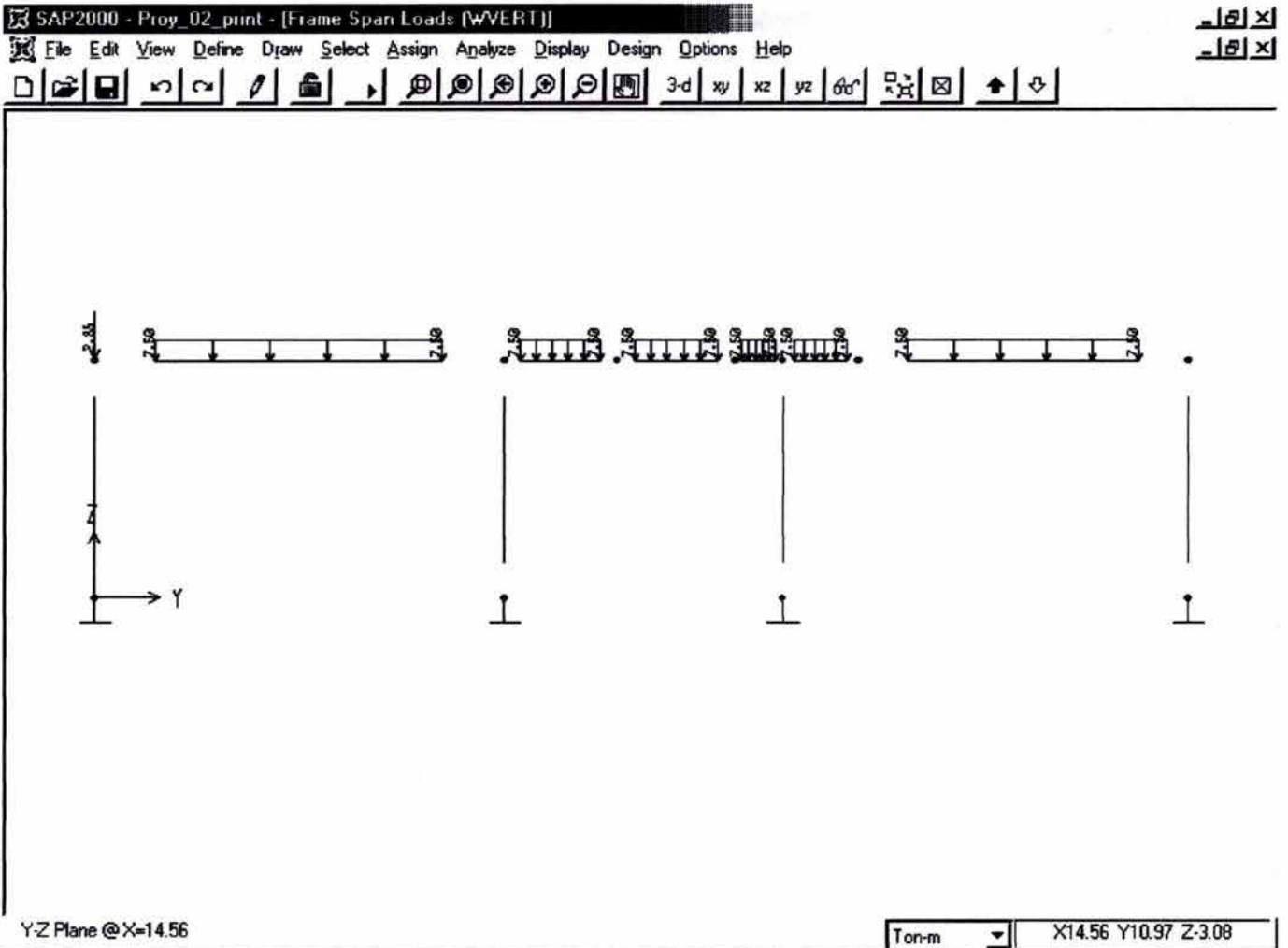
Marco X = 10.76 m



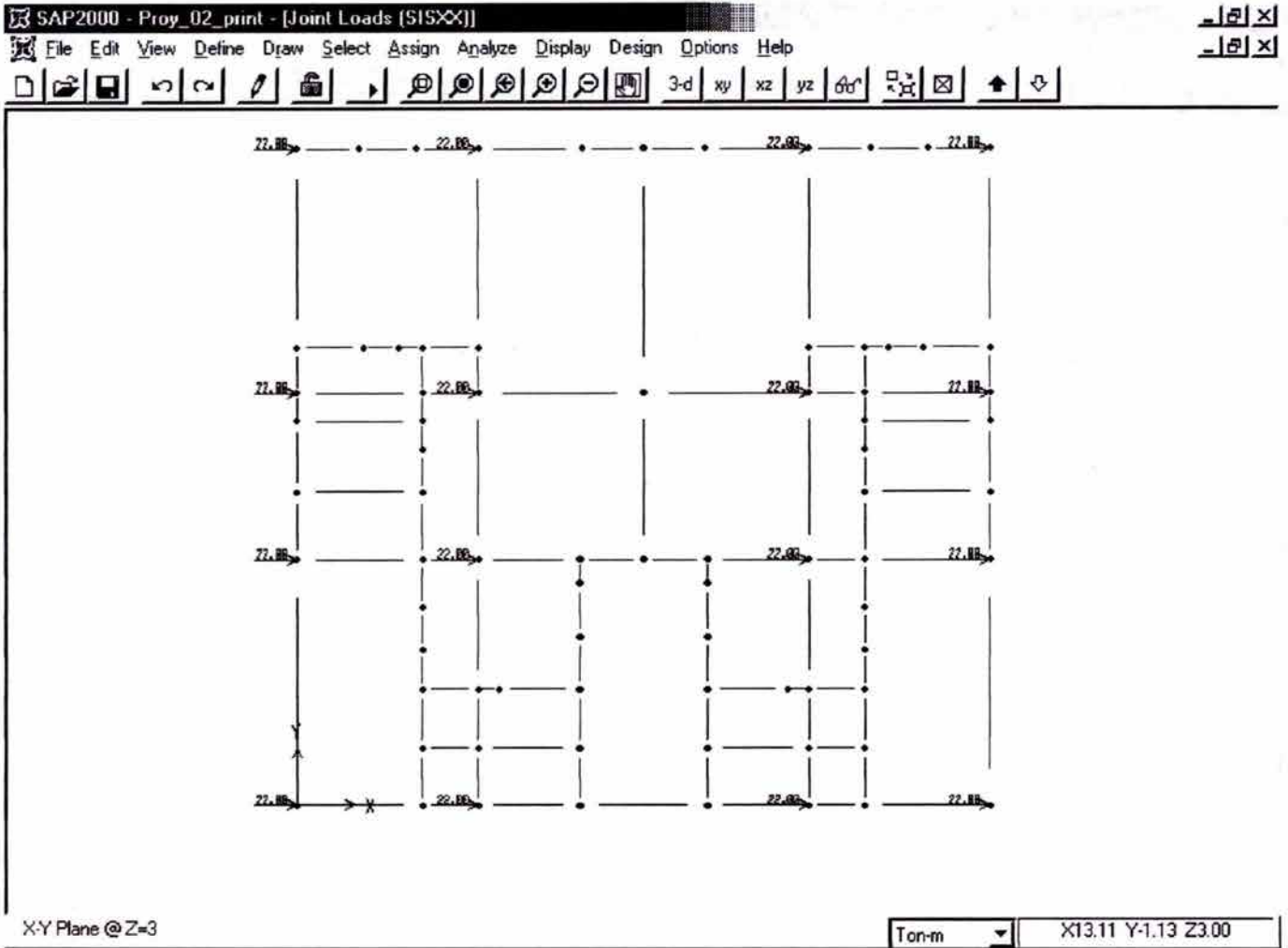
Marco X = 11.93 m



Marco X = 14.56 m

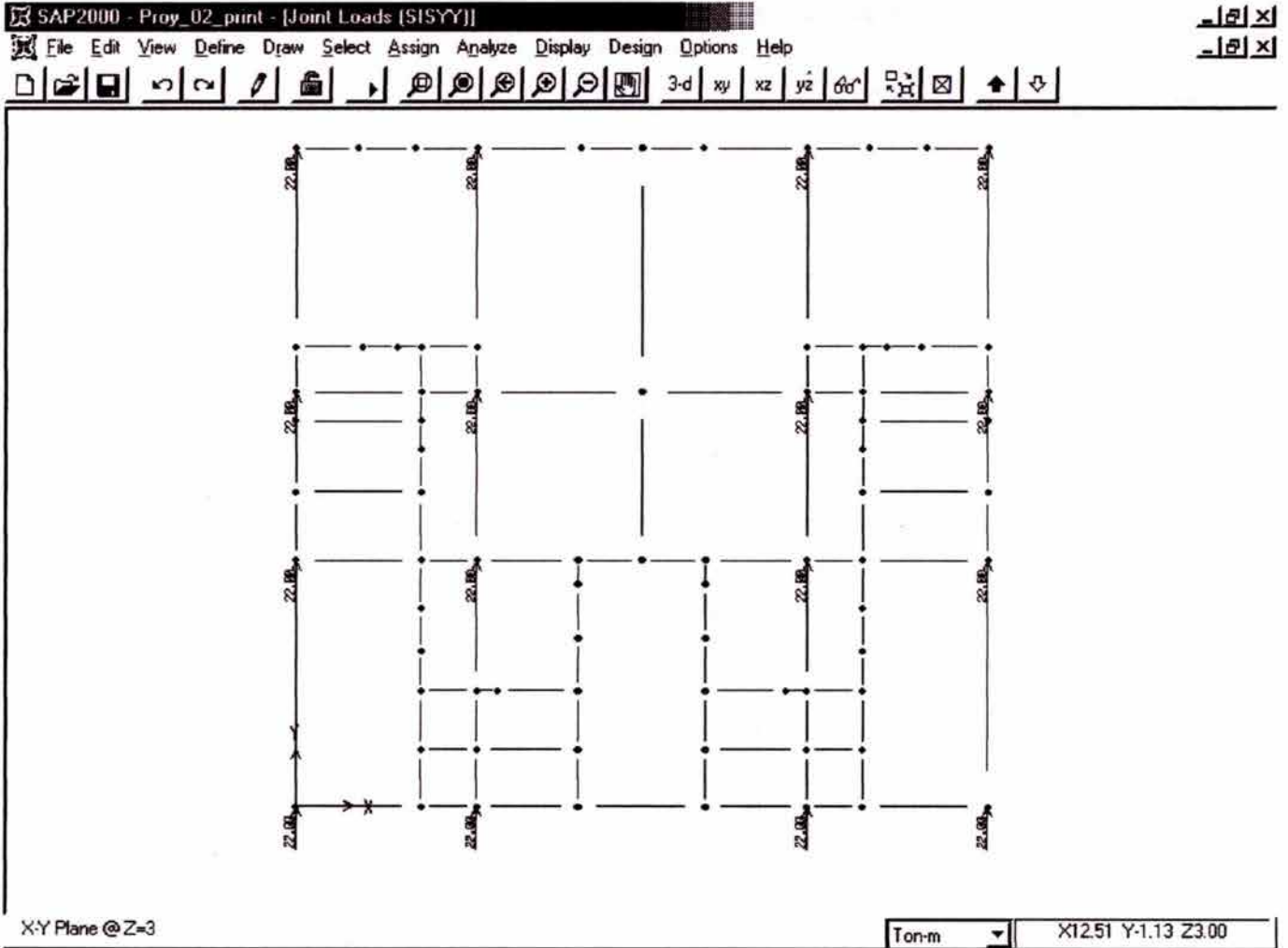


Fuerza sismica (SISXX +) en los nudos del nivel Z = 3.0 m



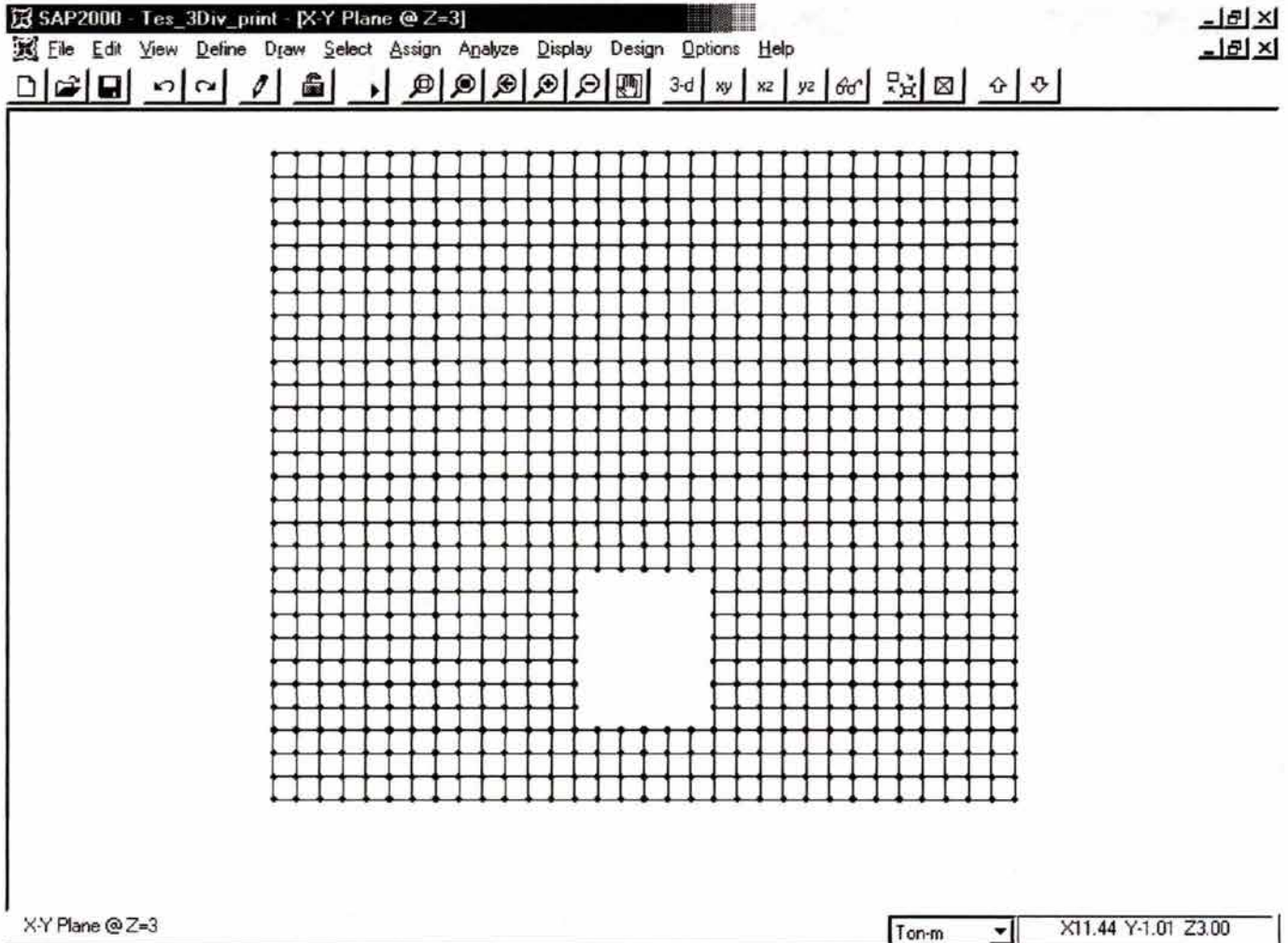


Fuerza sísmica (SISYY +) en los nudos del nivel Z = 3.0 m

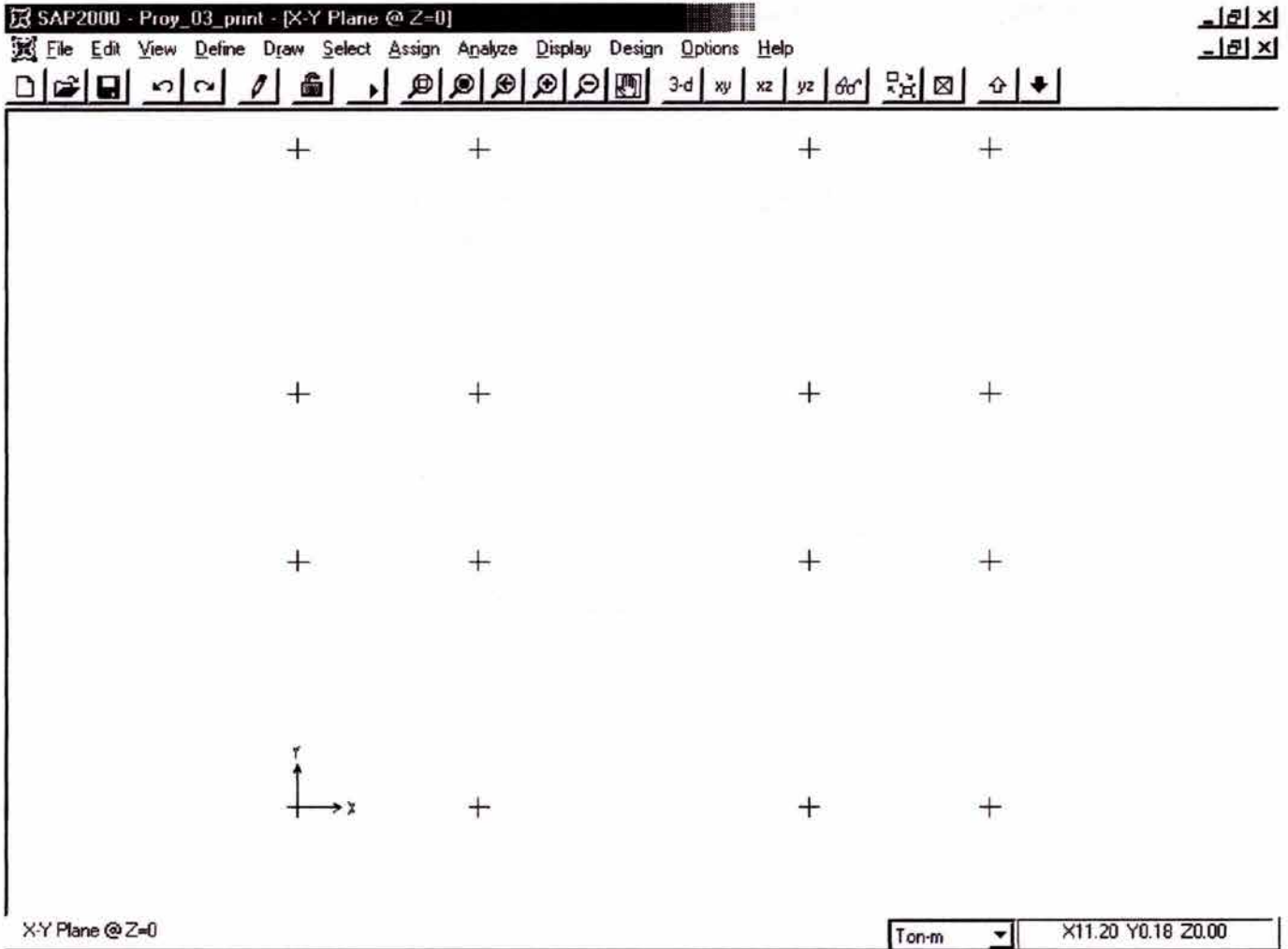


Datos de entrada del modelo presentado en VI.1.3

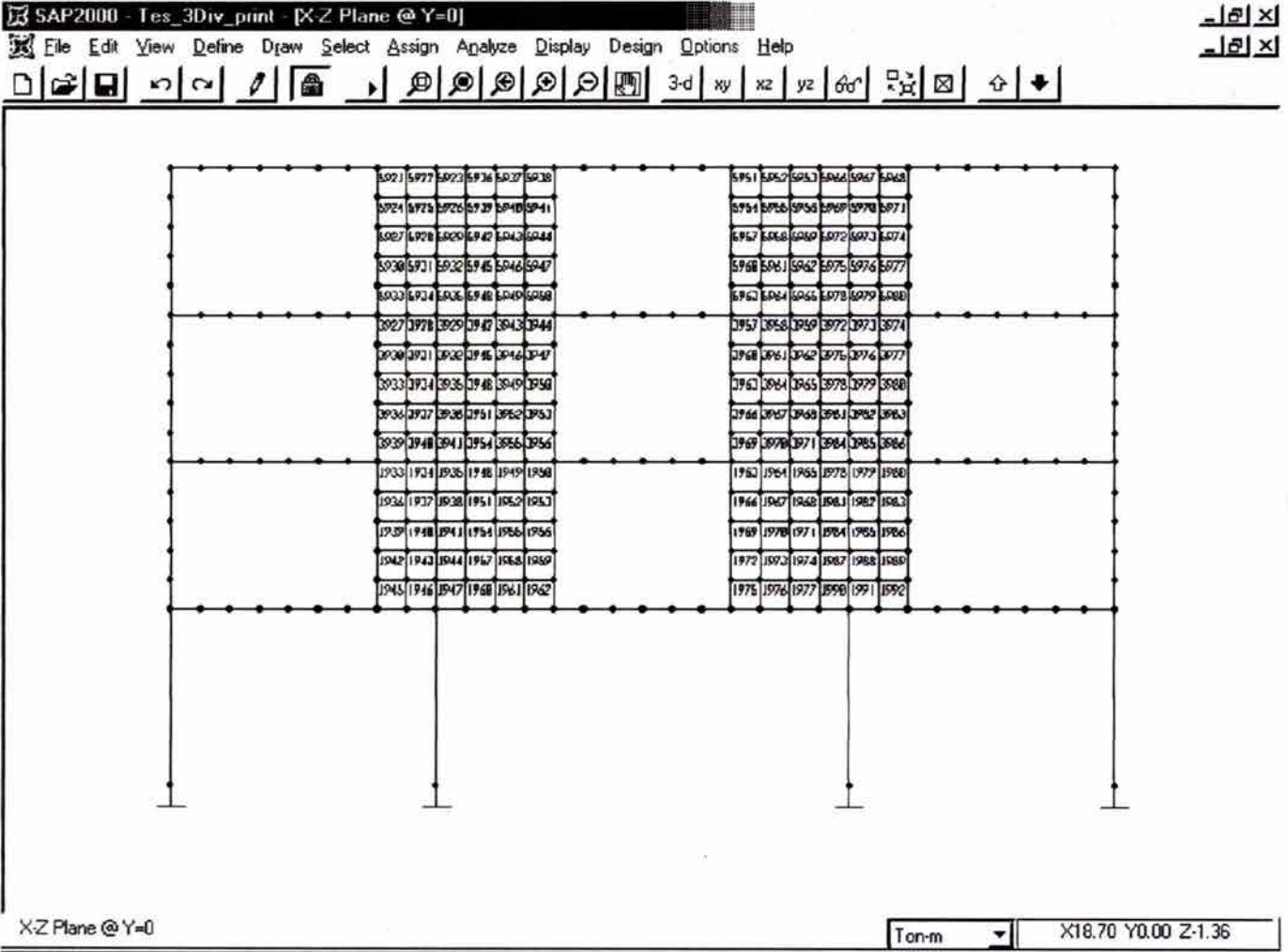
Reticula de traves Z = 3 m



Planta de Cimentación Z = 0



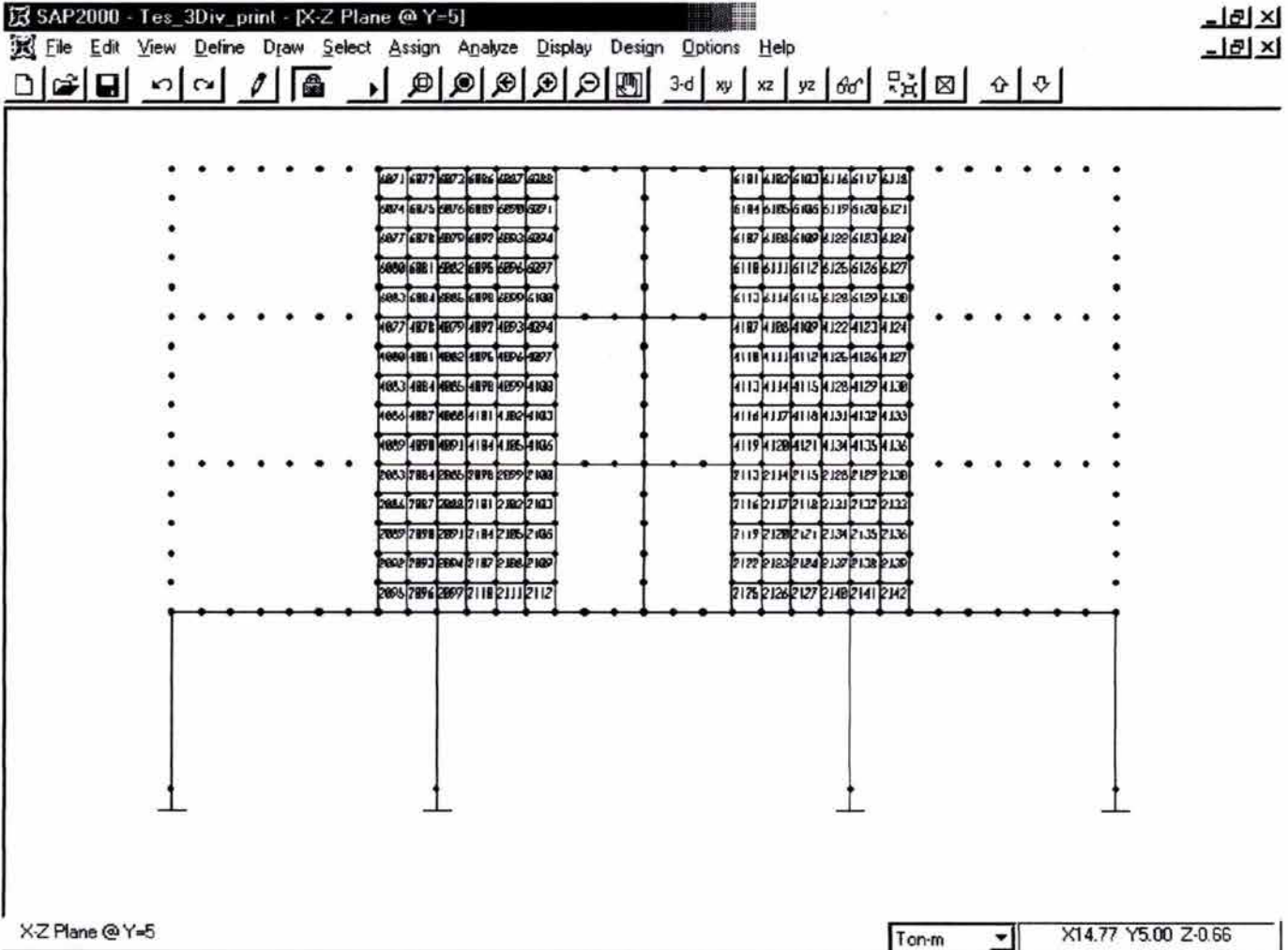
Marco Y = 0 m







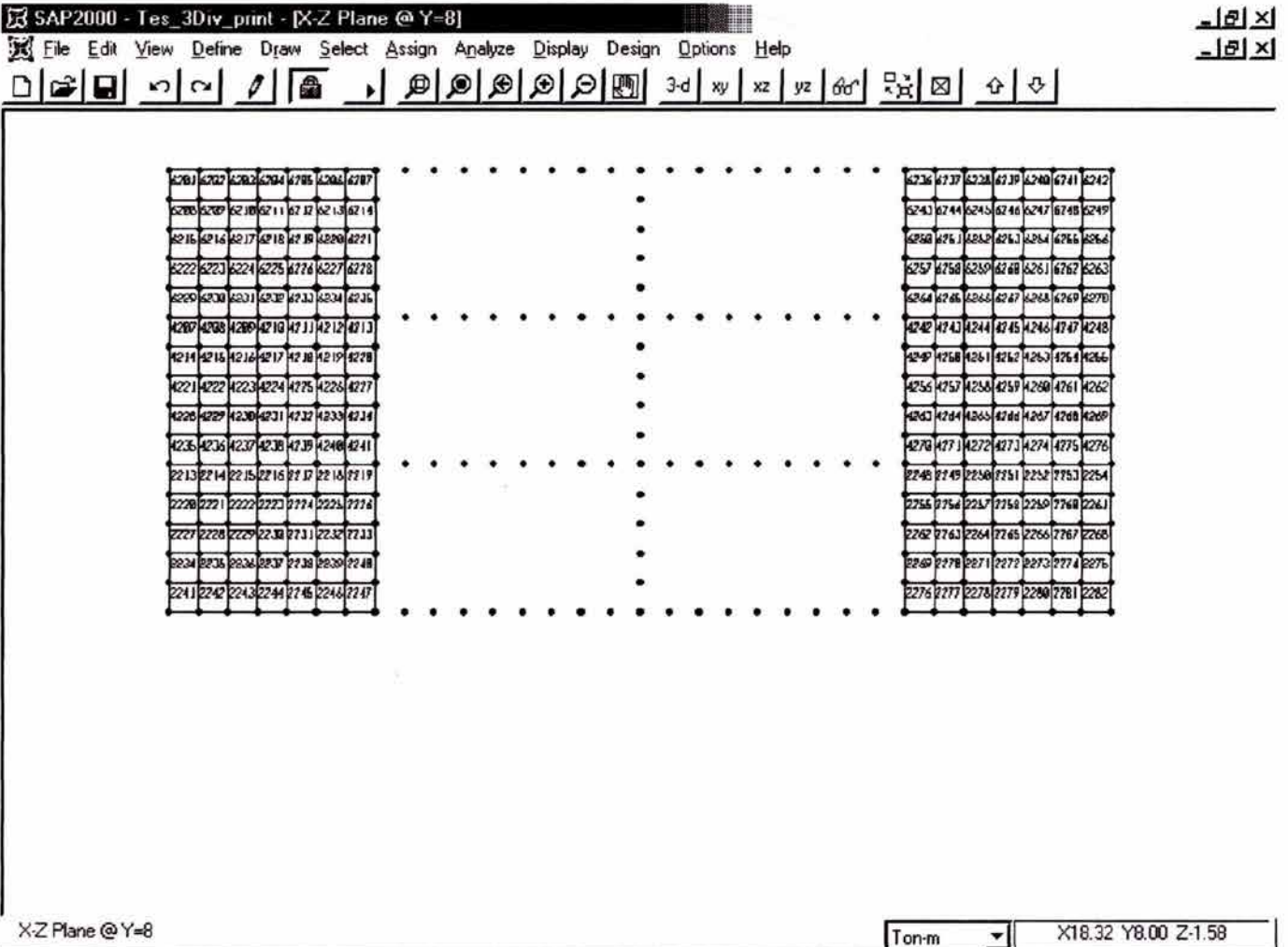
Marco Y = 5.00 m



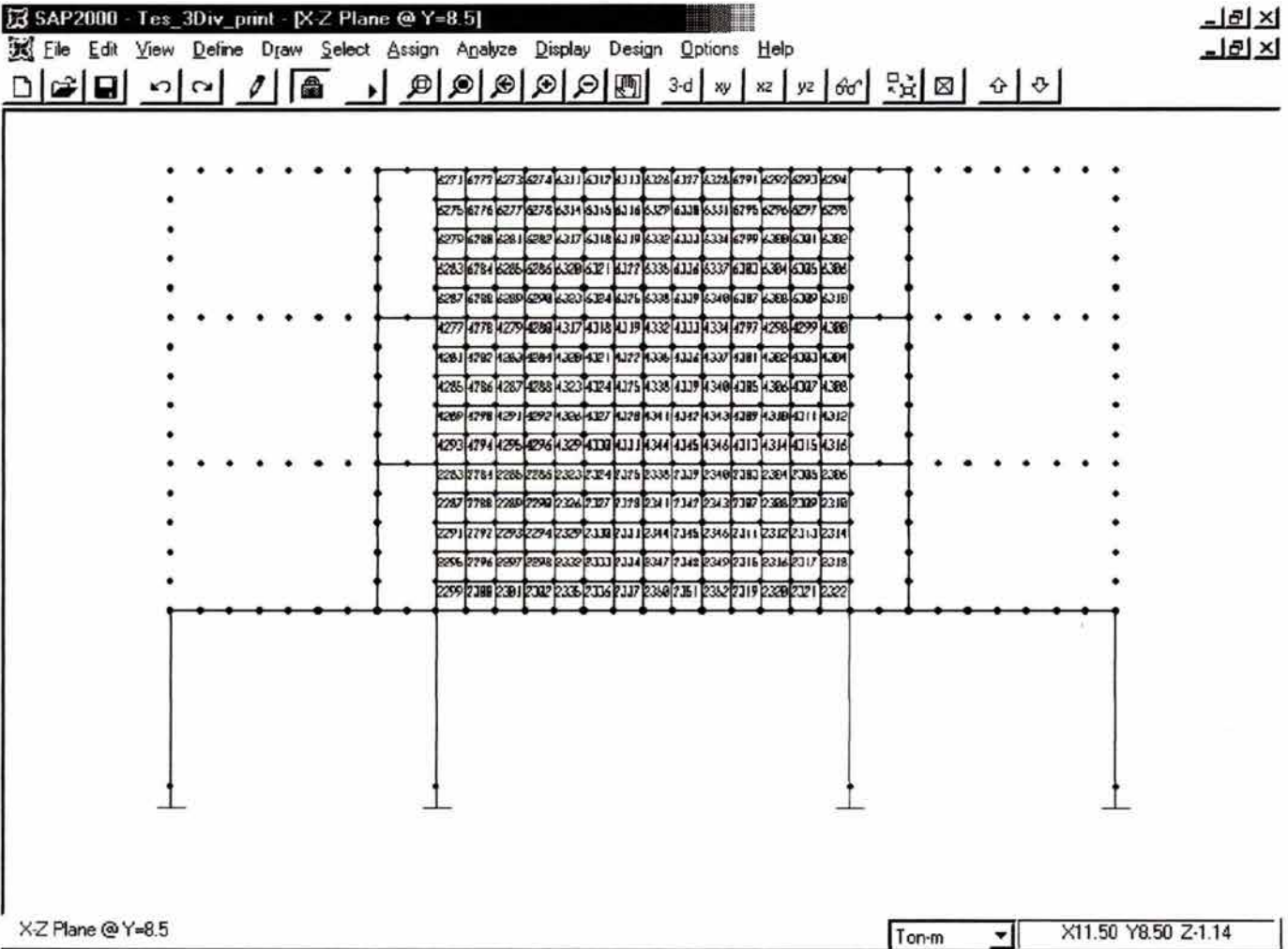




Marco Y = 8.00 m



Marco Y = 8.50 m

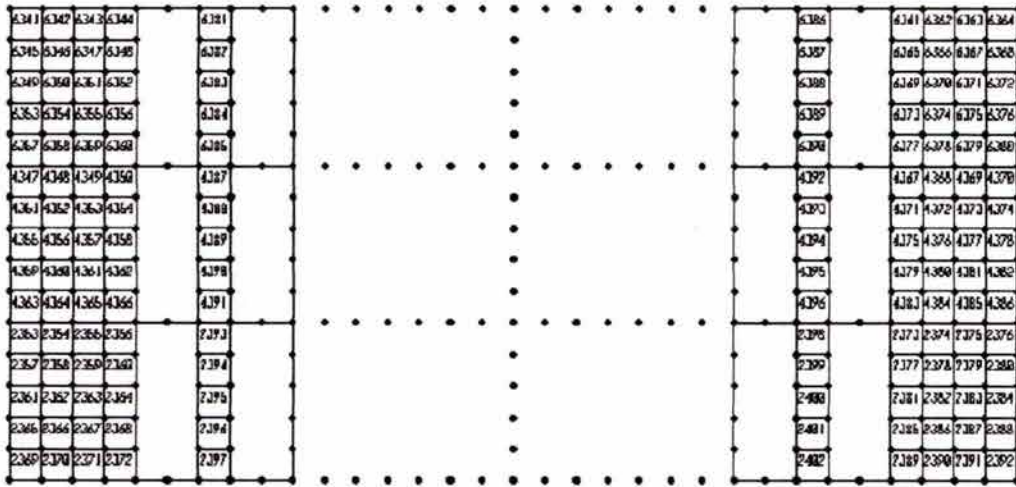


Marco Y = 9.50 m

SAP2000 - Tes\_3Div\_print - [X-Z Plane @ Y=9.5]

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Options Help

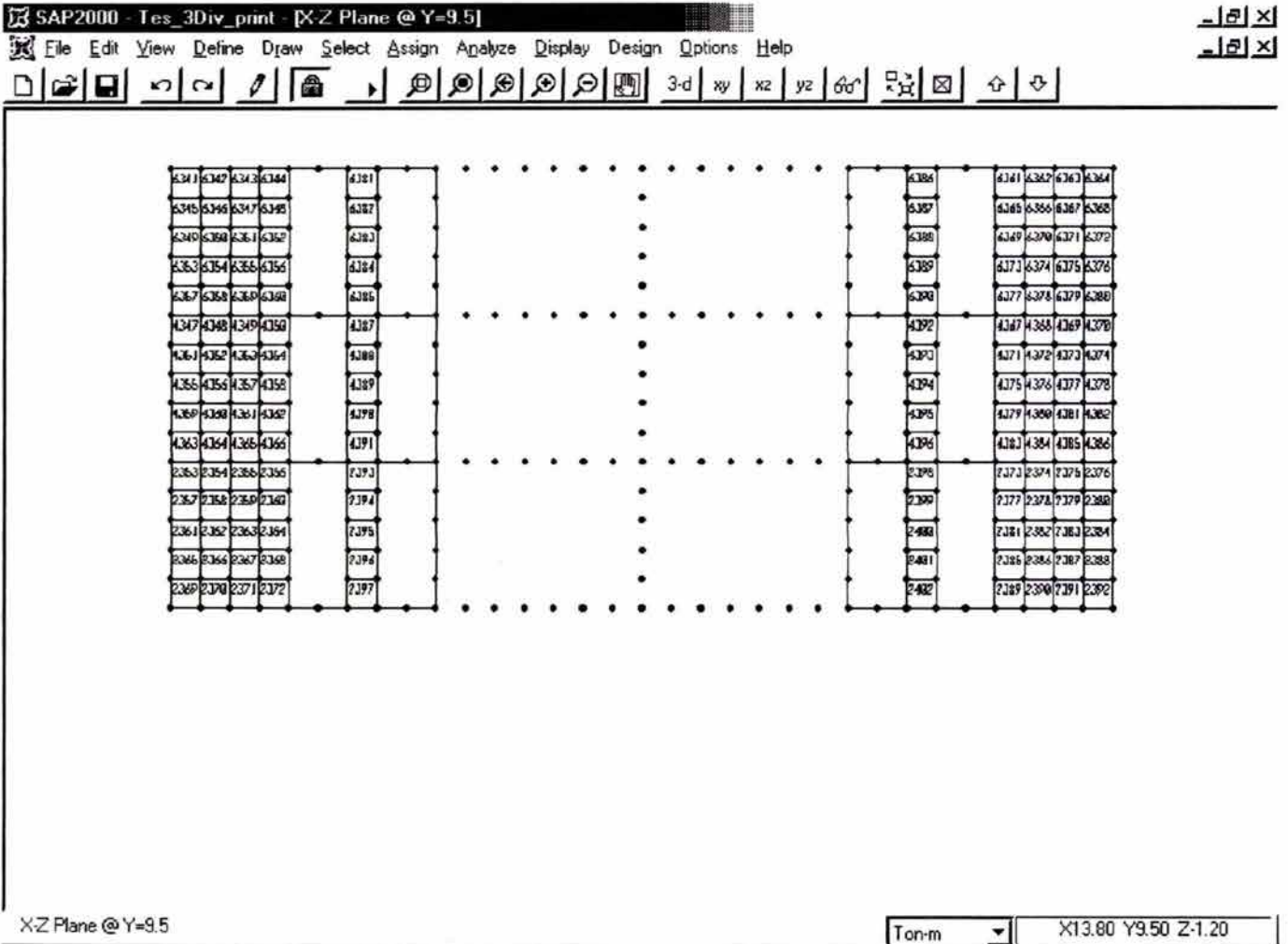
3-d xy xz yz 60°



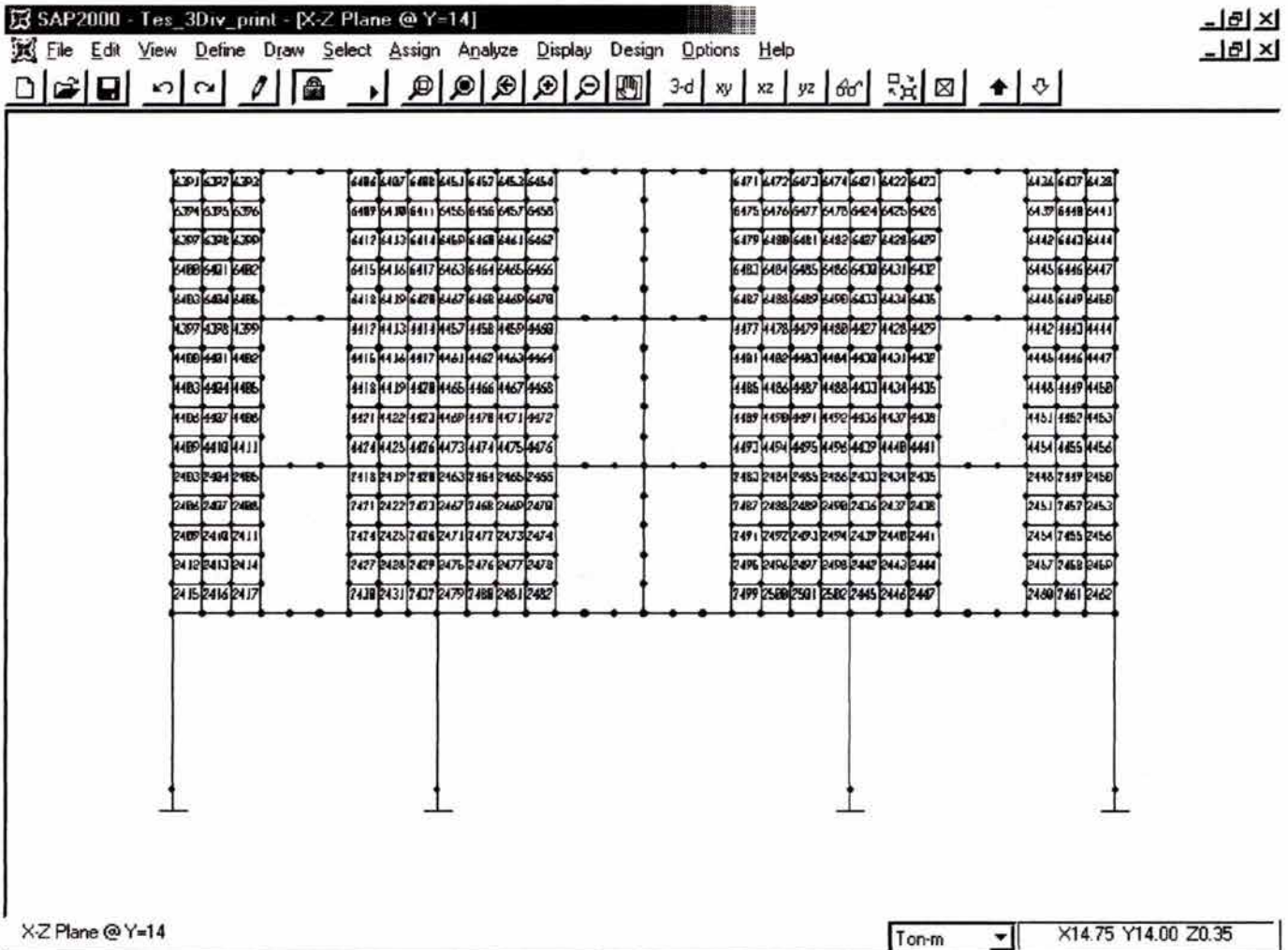
X-Z Plane @ Y=9.5

Ton-m X13.80 Y9.50 Z:1.20

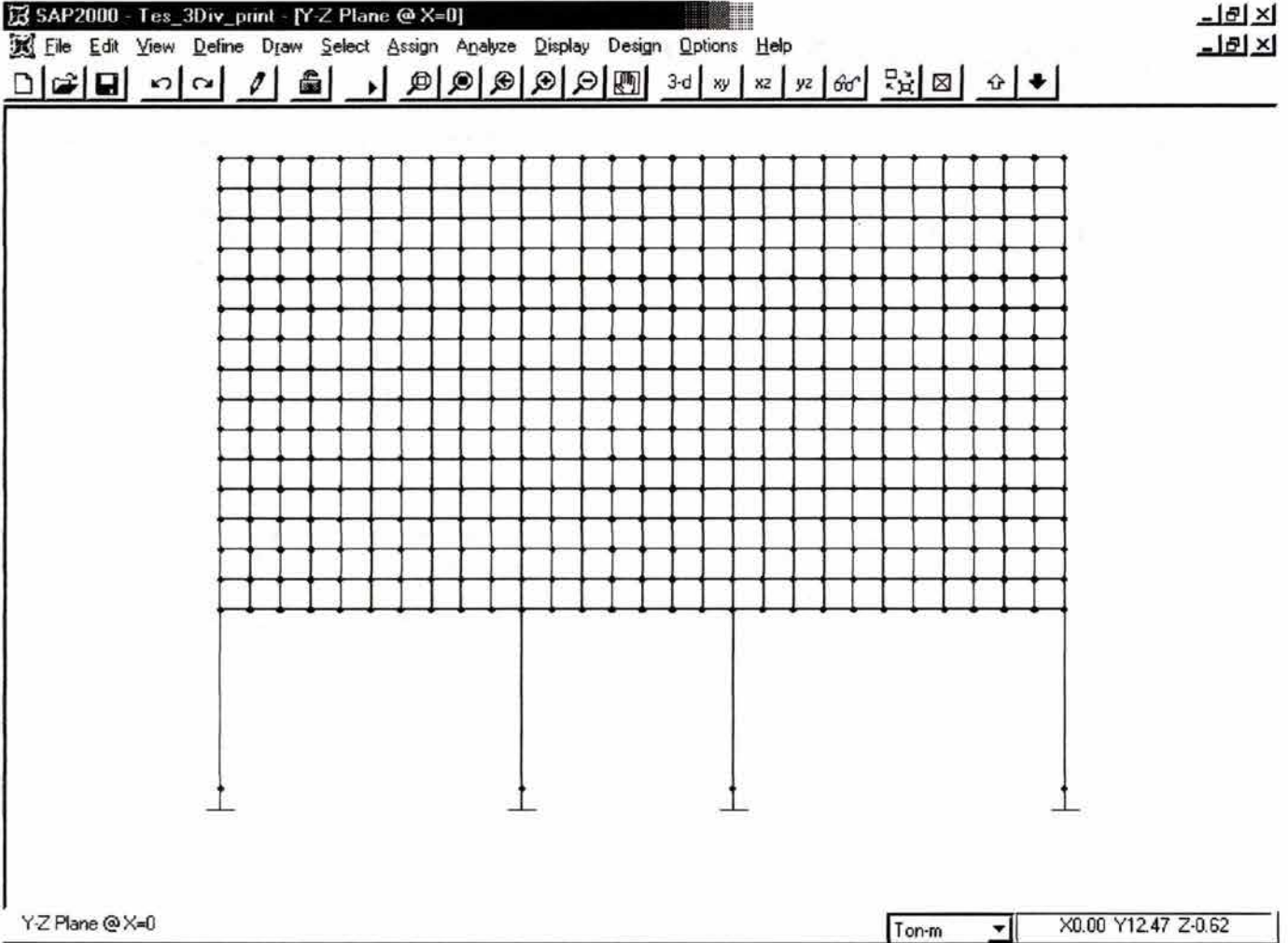
Marco Y = 9.50 m



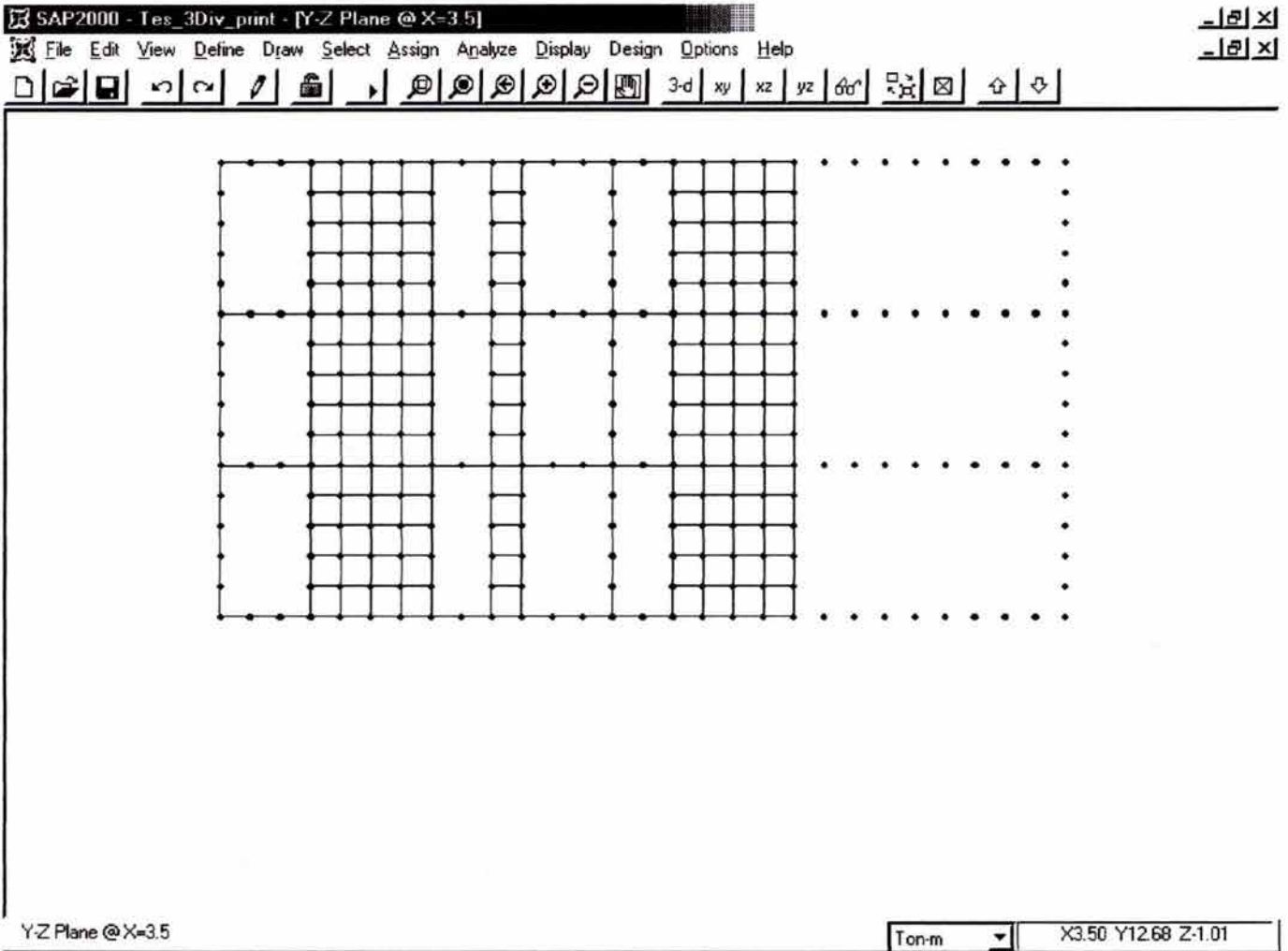
Marco Y = 14.00 m



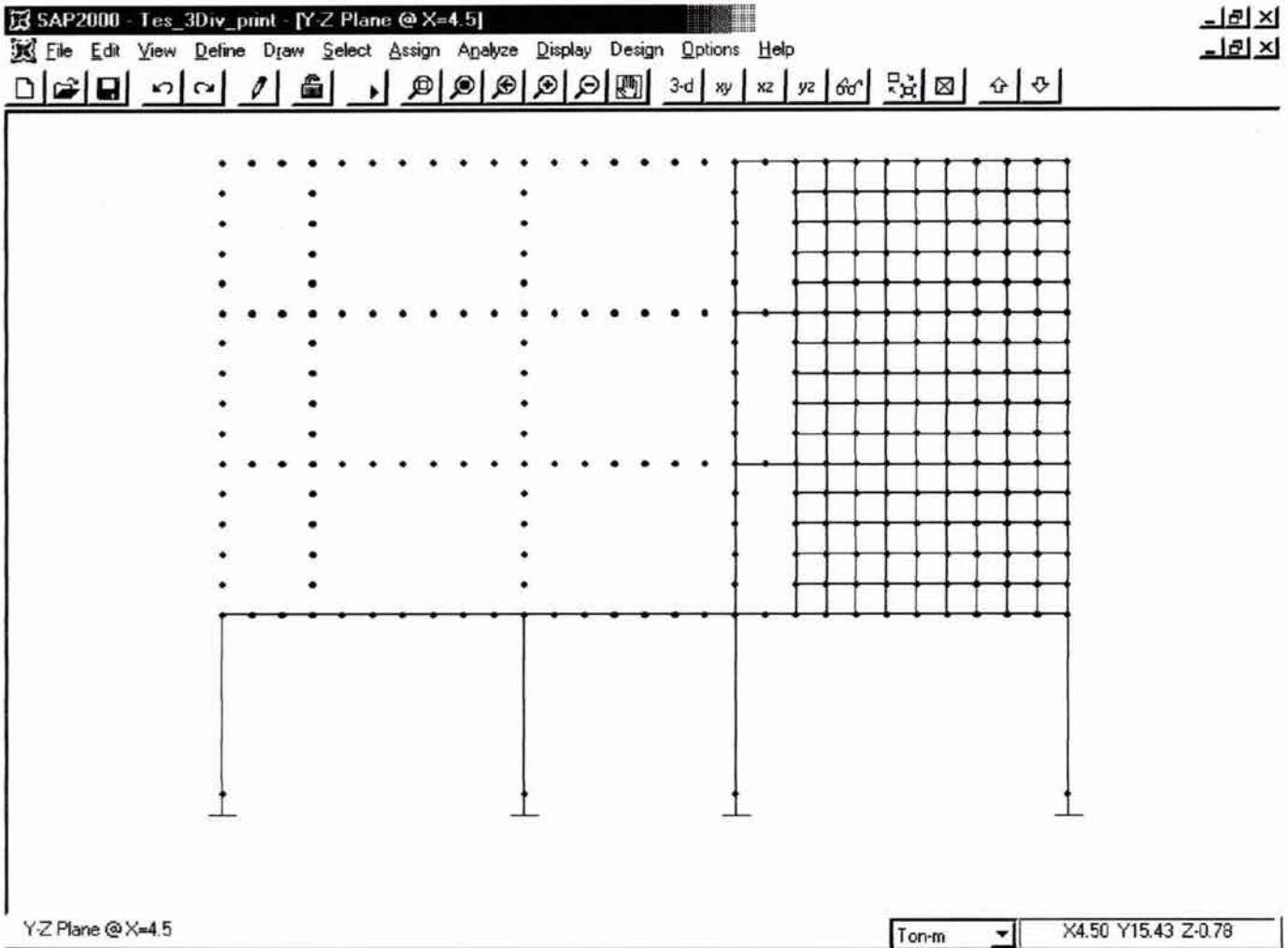
Marco X = 0 m



Marco X = 3.50

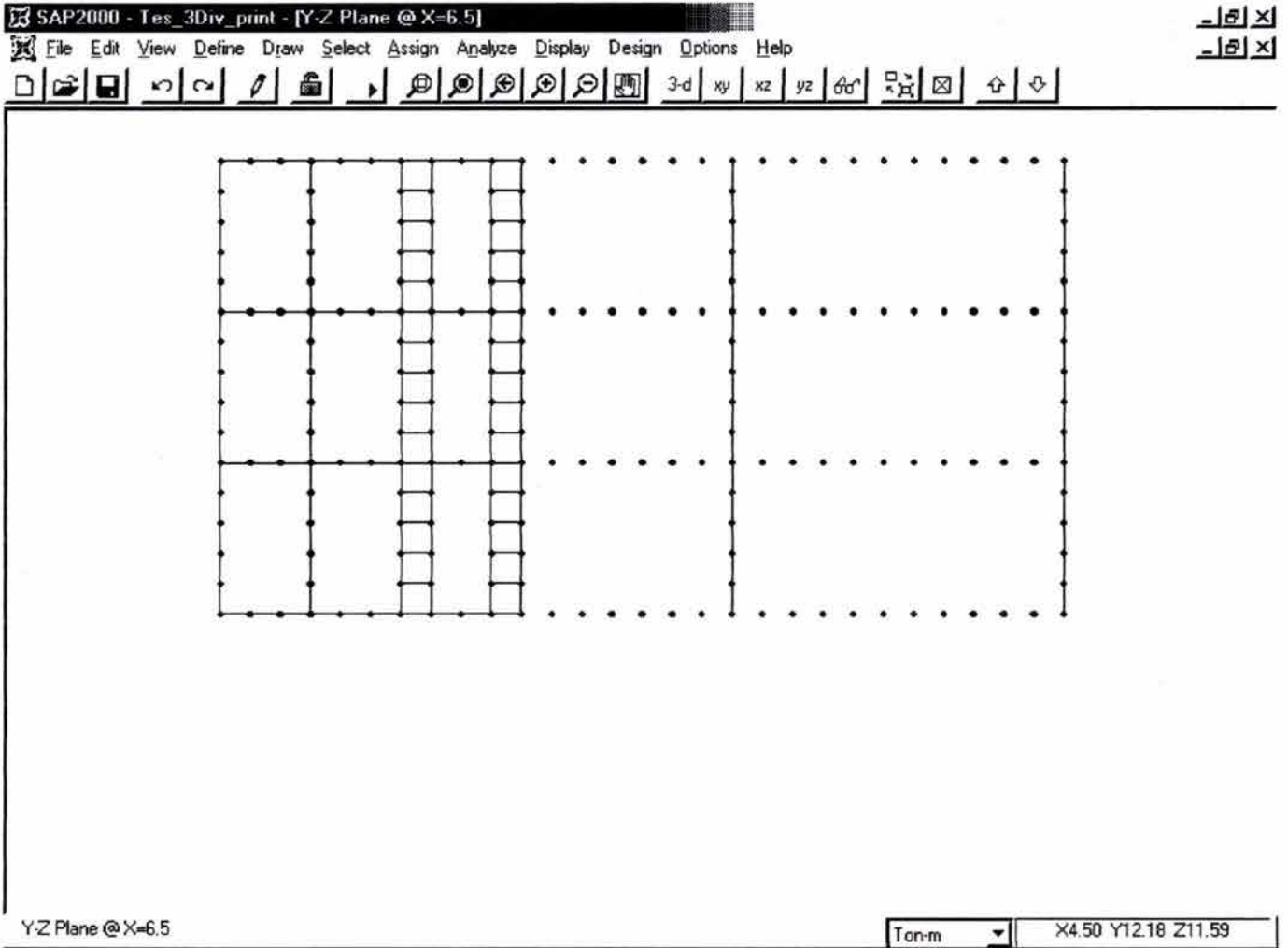


Marco X = 4.50 m

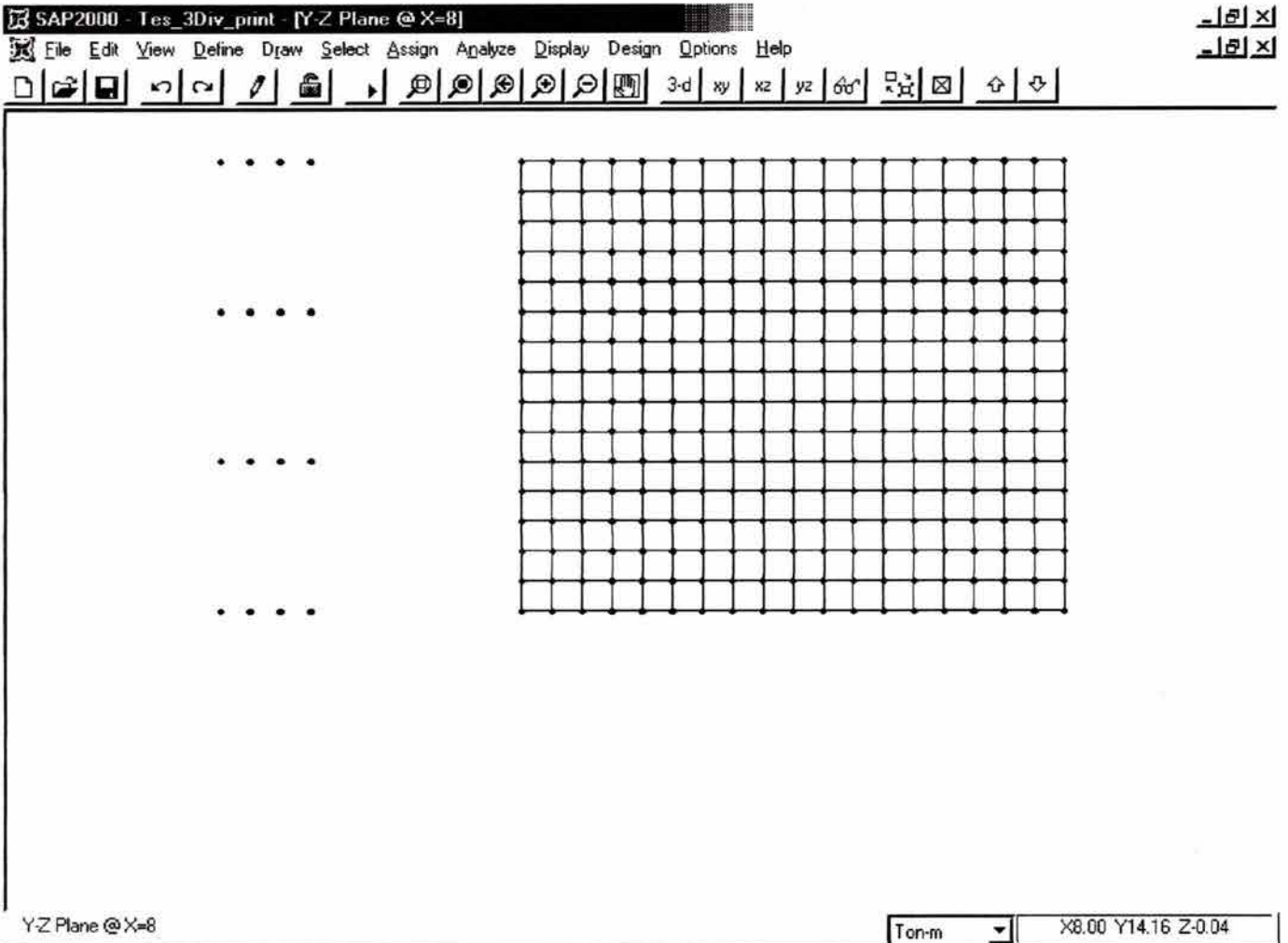




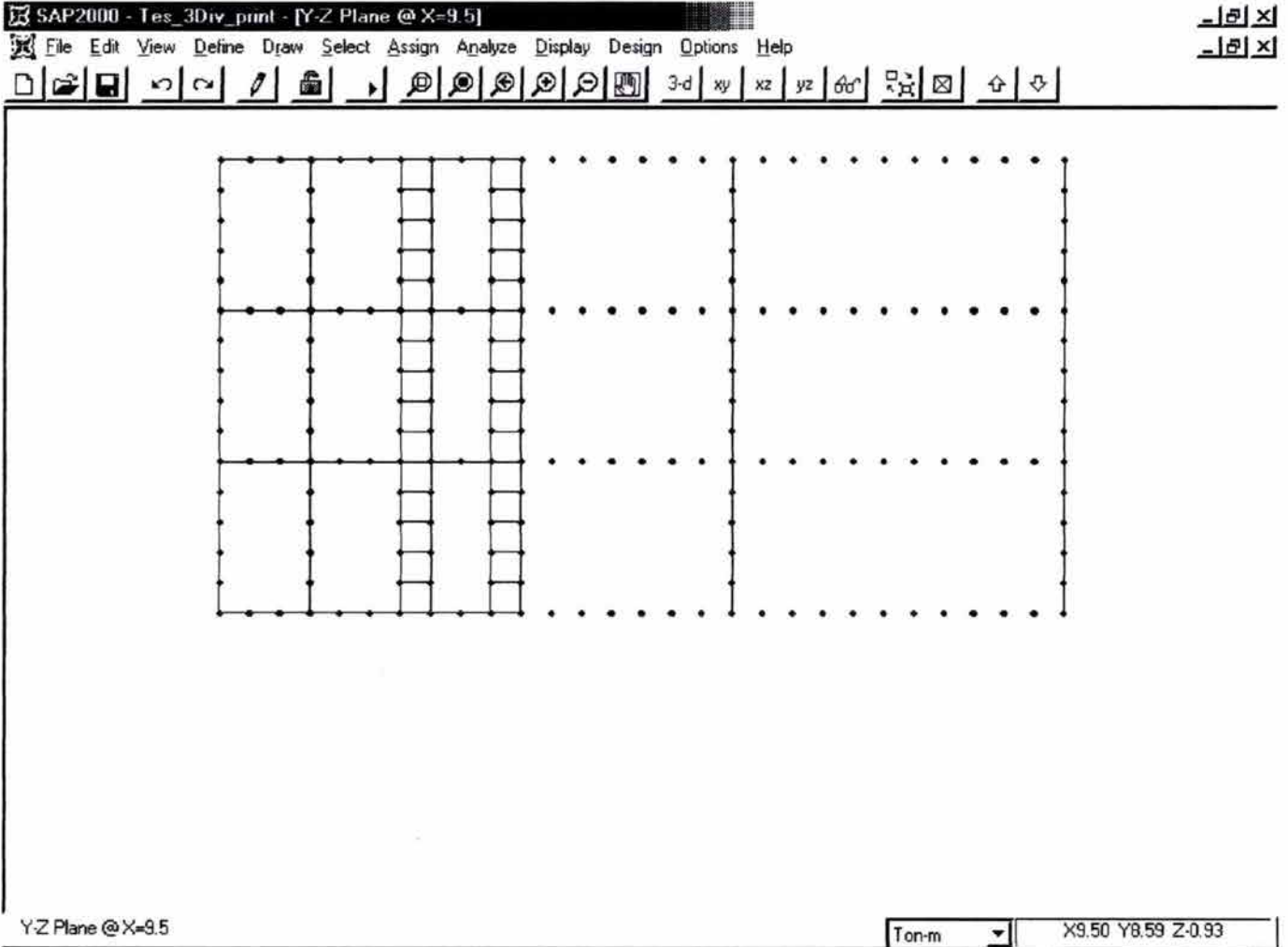
Marco X = 6.50 m



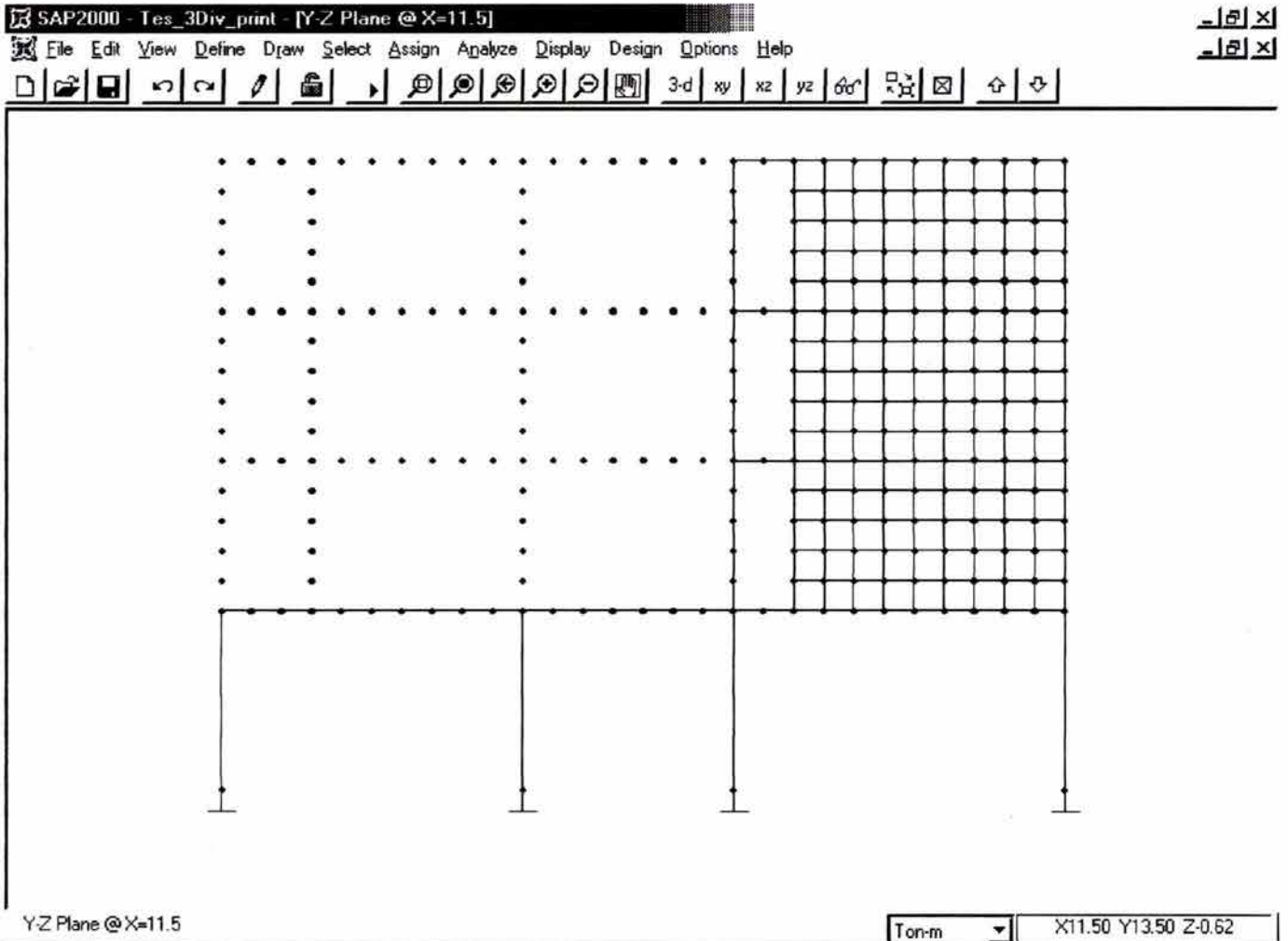
Marco X = 8.00 m



Marco X = 9.50 m



Marco X = 11.50 m



Marco X = 12.50 m

