



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
División de Estudios de Posgrado

---

---

Facultad de Ingeniería

**“EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL  
ANTE SISMO DE DOS EDIFICIOS ESCOLARES  
DE ACERO TIPO U-2 Y U-1”**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
M A E S T R O EN INGENIERÍA  
( E S T R U C T U R A S )  
P R E S E N T A:

**JUAN RAMÓN VILLEGAS**

DIRECTOR:

Dr. Carlos Reyes Salinas

MÉXICO D.F. NOVIEMBRE DE 2005

***AGRADECIMIENTOS***

A la Universidad Nacional Autónoma de México por darme la oportunidad de seguir adquiriendo valiosos conocimientos en sus aulas.

A mi director de tesis Dr. Carlos Reyes Salinas por sus enseñanzas, su amistad y por ser ejemplo a seguir.

Al Dr. Amador Terán, Dr. Alberto Escobar y M.I. Octavio García por sus valiosos comentarios.

Al M.I. Raúl Jean por las investigaciones acerca de las estructuras de acero que fueron parte importante en la realización de este trabajo.

Al M.I. Leonardo Flores y al Ing. Miguel Ángel Pacheco por su apoyo técnico y haber aportado sus conocimientos sobre modelos experimentales, los cuales fueron importantes en la realización de este trabajo.

Al Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) por facilitarme un espacio y el equipo de cómputo donde realicé la mayor parte de la tesis.

A ICA Fluor por abrirme sus puertas y darme la oportunidad de reintegrarme al campo laboral en esta importante firma de ingeniería de México, así mismo por su apoyo económico. De esta misma forma agradezco al ingeniero José Luis Alvarez, Jefe del Departamento Civil por todas sus atenciones y apoyo laboral.

A todos y cada uno de mis compañeros de generación no tan solo por su apoyo a nivel académico, sino por su amistad y su trabajo en equipo que me motivaron a concluir esta investigación.

***DEDICATORIA***

A Jesucristo por darle sentido y valor a mi vida, por darme la fuerza para seguir adelante en los momentos difíciles y por llevarme de triunfo en triunfo y de victoria en victoria. No tengo con que pagarte tanto amor derramado en mi vida.

A mis padres Roberto y María Julia y a mis hermanos Raymundo, Alejandro, Lilia, Rafael y Rocío, que son maravillosos y amo con todo mi corazón. Ustedes me han apoyado incondicionalmente en todo tiempo, que Dios los bendiga.

A mis pastores Carlos y Sofí por enseñarme que si hay un verdadero propósito en esta vida cuando Dios cumple sus sueños en nosotros y que no importa cuantos títulos personales podamos lograr si estos sueños no se hacen realidad.

A mis sobrinos José Luís, Paola, Selene, Yair, Hiram, Jessica, Miriam, Jorge, Alexis y Ariana como un testimonio de que con esfuerzo y dedicación los sueños pueden ser alcanzados sin importar las circunstancias que nos rodean.

A todos y cada uno de mis amigos del grupo de Santo Domingo por ser parte de mi gran familia, no saben cuanto les agradezco su amor, amor, bondad y paciencia.

A mis amigos y compañeros del IPN y UNAM, por ayudarme en innumerables ocasiones.

Y a ti

*“El principio de la sabiduría es el temor de Dios;”*

*Pr 1:7*

<b>ÍNDICE</b>	<b>Página</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Planteamiento del problema.....	3
1.3 Objetivos.....	3
1.4 Metodología.....	4
<b>2. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS TIPO</b>	<b>6</b>
2.1 Introducción.....	6
2.2 Estructura tipo U-1.....	7
2.3 Estructura tipo U-2.....	13
2.4 Conexiones.....	19
2.5 Materiales usados.....	22
<b>3. NORMAS DE DISEÑO SÍSMICO USADAS</b>	<b>23</b>
3.1 Antecedentes.....	23
3.2 Criterios de diseño de la estructura original.....	23
3.3 Normas técnicas empleadas en el presente estudio.....	25
<b>4. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO ELÁSTICO</b>	<b>26</b>
4.1 Introducción.....	26
4.2 Análisis elástico .....	26
4.3 Programa de análisis usado.....	26
4.4 Criterios empleados para el modelado.....	27
<b>5. COMPORTAMIENTO ANTE ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO</b>	<b>34</b>
5.1 Resumen de resultados.....	34
5.2 Resistencia de los marcos.....	36
5.3 Rigidez global del sistema.....	47
<b>6. BASES PARA EL ANÁLISIS INELÁSTICO</b>	<b>50</b>
6.1 Introducción.....	50
6.2 Breve descripción del programa Ruaumoko.....	50
6.3 Descripción análisis “pushover” y paso a paso.....	51
6.4 Modelado de las estructuras tipo U-1 y U-2.....	52

<b>7. COMPORTAMIENTO INELÁSTICO</b>	<b>63</b>
<b>7.1 Comportamiento ante análisis “pushover”</b> .....	<b>63</b>
<b>7.2 Comportamiento ante análisis paso a paso</b> .....	<b>87</b>
<b>8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>105</b>
<b>REFERENCIAS</b>	<b>108</b>

## ***RESUMEN***

En el presente trabajo se realizó un estudio sobre la vulnerabilidad estructural de dos prototipos de edificios escolares de uno y dos niveles construidos por el Comité Administrador del Programa Federal de Construcción de Escuelas (CAPFCE).

El estudio contempla una revisión detallada de las estructuras metálicas tipo, denominadas U-1 y U-2, diseñadas y construidas con reglamentos y normas de diseño anteriores a los sismos de 1985. Para conocer la respuesta dinámica de dichas estructuras se llevó a efecto un análisis elástico e inelástico aplicando la normatividad ahora vigente.

El estudio que incluye la descripción de las estructuras, su diseño original, criterios aplicados, así como las normas de diseño y reglamentos que en ese entonces se usaron.

Posteriormente, se llevó a cabo un estudio que comprende el análisis estructural, usando para ello el análisis dinámico modal, para estimar su respuesta elástica así como para evaluar las condiciones de servicio y resistencia de acuerdo con el reglamento de construcciones del departamento del Distrito Federal (RCDDF), sus normas técnicas complementarias (NTC) 2004 y los espectros de diseño por sismo del manual de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad de la zona sísmica D, considerando suelo blando.

Una vez realizado el análisis elástico, se llevó a cabo el análisis inelástico de los sistemas considerados para determinar su comportamiento no lineal a nivel elemento y de manera global, haciendo uso del análisis de empuje lateral estático (“pushover”) y del análisis dinámico paso a paso, con el fin de determinar el mecanismo de falla que se forma a través de las articulaciones plásticas, la ductilidad disponible del sistema, asimismo la respuesta dinámica que presenta la estructura ante un sismo característico de la zona.

Finalmente se presenta una serie de recomendaciones para el Comité Administrador del Programa Federal de Construcción de Escuelas (CAPFCE), respecto al reforzamiento de las estructuras tipo U-1 y U-2.

### CAPÍTULO 1

#### INTRODUCCIÓN

##### 1.1 Antecedentes

Los sismos recientes como el del 15 de junio de 1999 (M 7.3), que afectó los estados de Puebla y Oaxaca, el sismo del 30 de septiembre de 1999 (M 7.0) que afectó el estado de Oaxaca, o bien el sismo del 21 de enero de 2003 (M 7.6) que afectó los estados de Colima, Michoacán y Jalisco, han mostrado que las pérdidas por daños en edificios escolares representan al menos el 15 por ciento de las pérdidas totales derivadas de los efectos de esos sismos.

Las principales causas de los daños en los edificios escolares se pueden resumir en los siguientes puntos:

- Edificios diseñados y construidos con viejos reglamentos de construcción
- Deficiente calidad de las construcciones
- Deficiente supervisión durante la construcción de los edificios escolares
- Interacción de los elementos estructurales y no estructurales.
- Modelos estructurales idealistas que difieren con el comportamiento real.

En las *figuras 1.1.1 a 1.1.4* se muestran daños observados debido a los sismos mencionados en edificios escolares construidos con acero estructural.



*Figura 1.1.1. Vista interior del daño observado en los muros divisorios de una escuela secundaria de Ixtlahuacán, Colima*



*Figura 1.1.2 Deficiente separación de los muros de relleno en una escuela secundaria en el poblado el Chante, municipio de Autlán de Navarro. Jalisco*



*Figura 1.1.3 Rotura de vidrios y daño en muros de relleno en una escuela secundaria en el poblado el Chante, municipio de Autlán de Navarro*



*Figura 1.1.4 Daño en muros de relleno en una escuela secundaria en el poblado el Chante, municipio de Aulán de Navarro*

De acuerdo con la filosofía de diseño sísmico de la mayoría de los reglamentos de construcción del mundo, los edificios escolares deben permanecer funcionando después de ocurrir un sismo, sin embargo los daños observados muestran que ello no ocurre. Por tanto, dada la importancia que tiene para el país la infraestructura escolar es necesario investigar y estudiar el origen de los daños en edificios escolares, para con base en ello proponer esquemas de rehabilitación. Con ese objetivo, el Comité Administrador del Programa Federal de Construcción de Escuelas (CAPFCE) y el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) suscribieron en el año 2000 un convenio, siendo el presente estudio parte del mismo.

### **1.2 Planteamiento del problema**

Con base en lo anterior, la presente investigación tiene la finalidad de estudiar estructuras metálicas tipo, denominadas U-1 y U-2, para evaluar su seguridad estructural en la zona de alta sismicidad (zona D) desplantadas en suelo tipo III (suelo blando) de la República Mexicana, empleando para su estudio el análisis dinámico modal espectral para su comportamiento lineal, así como del análisis de empuje lateral estático (“pushover”) y análisis dinámico espectral (paso a paso), ambos para su comportamiento no lineal.

### **1.3 Objetivos**

- a) Revisar el estado límite de servicio de las estructuras U-1 y U-2 que incluye las flechas de las vigas transversales y longitudinales bajo cargas permanentes (de servicio).
- b) Revisar el estado límite de falla de las estructuras U-1 y U-2 que comprende la revisión de resistencias de columnas metálicas, vigas de construcción compuesta, vigas metálicas. Para el caso de la estructura tipo U-2 además de lo anterior, la revisión de muros de concreto estructural. En ambos casos se emplea para esta revisión el análisis dinámico lineal.

- c) Obtener las curvas cortante basal–desplazamiento máximo de azotea para así calcular la ductilidad del sistema estructural y determinar el mecanismo de colapso que se forma empleando el análisis de empuje lateral estático (“pushover”).
- d) Estimar el comportamiento inelástico del sistema estructural bajo sollicitación dinámica, para determinar el coeficiente sísmico y los desplazamientos demandados por la excitación, haciendo uso del análisis dinámico no lineal (paso a paso), utilizando un registro de aceleraciones de sitio para suelo tipo III en zona costera al sur de la República Mexicana.

### 1.4 Metodología

Para poder realizar la evaluación de estos edificios escolares es necesario emplear como base la información con la que se cuenta:

1. Planos arquitectónicos
2. Planos estructurales
3. Memoria de cálculo

Estos edificios fueron diseñados bajo el reglamento de CAPFCE, cuya base es el mismo Reglamento de Construcciones para el Departamento del Distrito Federal y sus Normas Técnicas vigentes, así como el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

Para la evaluación de la seguridad estructural, se empleará la metodología siguiente:

1. Análisis Elástico.
  - Descripción de las estructuras.
  - Descripción de la estructuración original.
  - Cálculo de las propiedades geométricas de los elementos.
  - Análisis de cargas.
  - Revisión del factor de comportamiento sísmico.
  - Efecto de segundo orden.
  - Excentricidad de diseño a emplear.
  - Crear el modelo tridimensional y aplicar los cálculos previos.
  - Realizar el análisis dinámico modal, empleando un paquete de análisis estructural.
  - Obtención de las distorsiones de entrepiso y periodo fundamental.
  - Revisión del cortante basal dinámico.
  - Obtener la rigidez global del sistema.
  - Revisión de la resistencia de los marcos y de muros estructurales en caso de tenerlos como sistema rigidizante.
2. Análisis Inelástico.
  - Crear la geometría del modelo bidimensional con marcos unidos por elementos infinitamente rígidos.
  - Cálculo de los diagramas momento-curvatura en vigas.
  - Cálculo de los diagramas de interacción carga axial-momento flexionante en columnas.

- Cálculo de los elementos mecánicos iniciales en las vigas.
- Cálculo de los pesos nodales que generarán las fuerzas de inercia.
- Cargas axiales debidas al marco transversal y elementos mecánicos adicionales.
- Para el análisis “pushover”, en función de cómo se distribuyen las fuerzas sísmicas equivalentes en los marcos, dar el porcentaje a cada nodo de la fuerza que le corresponde.
- Realizar el análisis “pushover”.
- Realizar el análisis paso a paso.
- Obtener las gráficas cortante basal-desplazamiento de azotea.
- Obtención de la gráfica de los mecanismos de articulaciones plásticas formados
- Cálculo de la ductilidad global de la estructura.
- Para el análisis paso a paso, revisar el comportamiento de las estructuras mediante las gráficas cortante basal-tiempo, desplazamiento de azotea-tiempo para así determinar el coeficiente sísmico que la estructura puede alcanzar ante una sollicitación accidental.

## CAPÍTULO 2

### DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS TIPO

#### 2.1 Introducción

Los edificios escolares planeados, diseñados y construidos por el Comité Administrador del Programa Federal de Construcción de Escuelas (CAPFCE), se encuentran ubicados en toda la República Mexicana, tanto en ciudades como en zonas rurales. Esto implica que estos edificios estén localizados en las distintas zonas sísmicas del país, según la regionalización delimitada por la Comisión Federal de Electricidad (CFE), *ver figura 2.1*, por lo que se han catalogado según su capacidad resistente como:

1. Baja sismicidad, para zona sísmica A.
2. Intensidad media, para zona sísmica B.
3. Alta sismicidad para zonas sísmicas C y D.

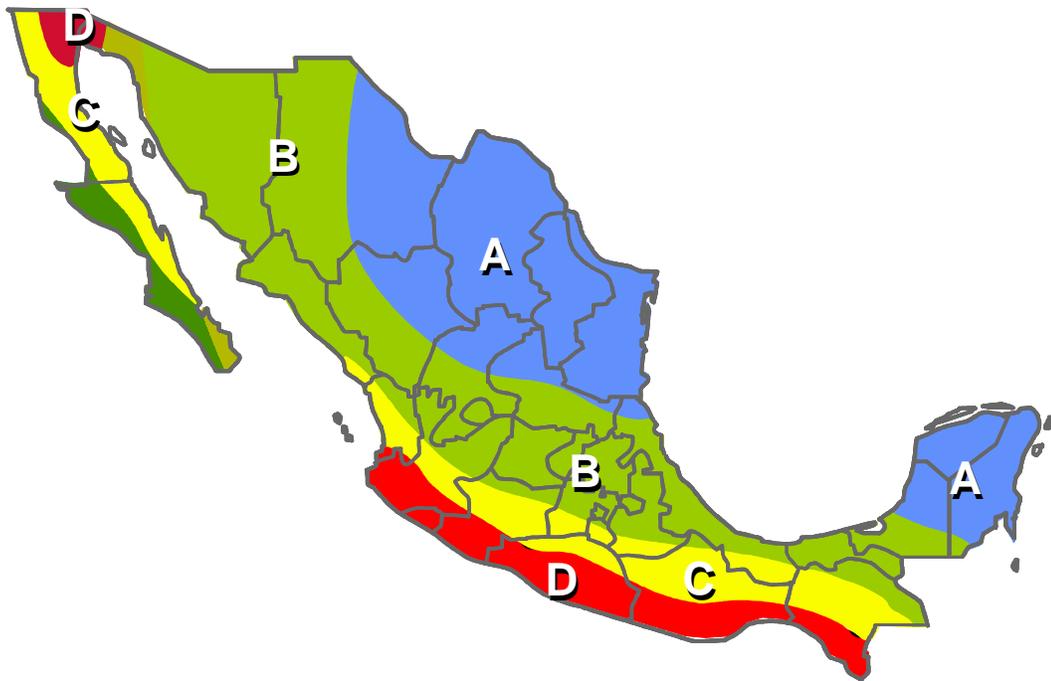


Figura 2.1 Regionalización sísmica para la República Mexicana

En el presente estudio se tratarán dos prototipos de edificios escolares de uno y dos niveles (U-1 y U-2) para zonas de alta sismicidad (zona D), estructurados a base de marcos de acero, empleando como sistema de entrepiso y cubierta una losa maciza de concreto estructural.

Dado que el uso que se le da al inmueble es precisamente el ser un centro escolar, se ha clasificado como una estructura del grupo A, debido a su importancia, ya que este tipo de inmuebles además de que su falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas, es usado después de un sismo intenso como albergue temporal para brindar asistencia a la comunidad.

A continuación se presenta la descripción de los dos prototipos analizados tal como originalmente se encuentran plasmados en los planos arquitectónicos y estructurales.

### 2.2 Estructura tipo U-1

Partiendo de los planos arquitectónicos, la *figura 2.2.1* muestra los espacios destinados para cada uso de las instalaciones, comprendiendo tres aulas, dos baños y la dirección. Este edificio cuenta con un solo nivel con una altura libre de 2.5 m, medida a partir del nivel de piso terminado hasta el nivel inferior del perfil de acero de las vigas. La geometría del edificio esta compuesta por 12 marcos transversales de una crujía, con claros equidistantes a cada 3.06 m, dando una longitud total de 33.66 m, con un ancho de 8.00 m medidos en planta, ver *figura 2.2.2*.

Estructuralmente el edificio esta conformado por marcos rígidos en ambos sentidos empleando columnas y vigas.

Las columnas metálicas están formadas por una sección armada en cajón a base de placas con sección transversal doblemente simétrica. Sus patines son canales formados por una placa rolada y se encuentran confinados por medio de dos placas, las cuales conforman el alma de la sección (*figura 2.2.3*).

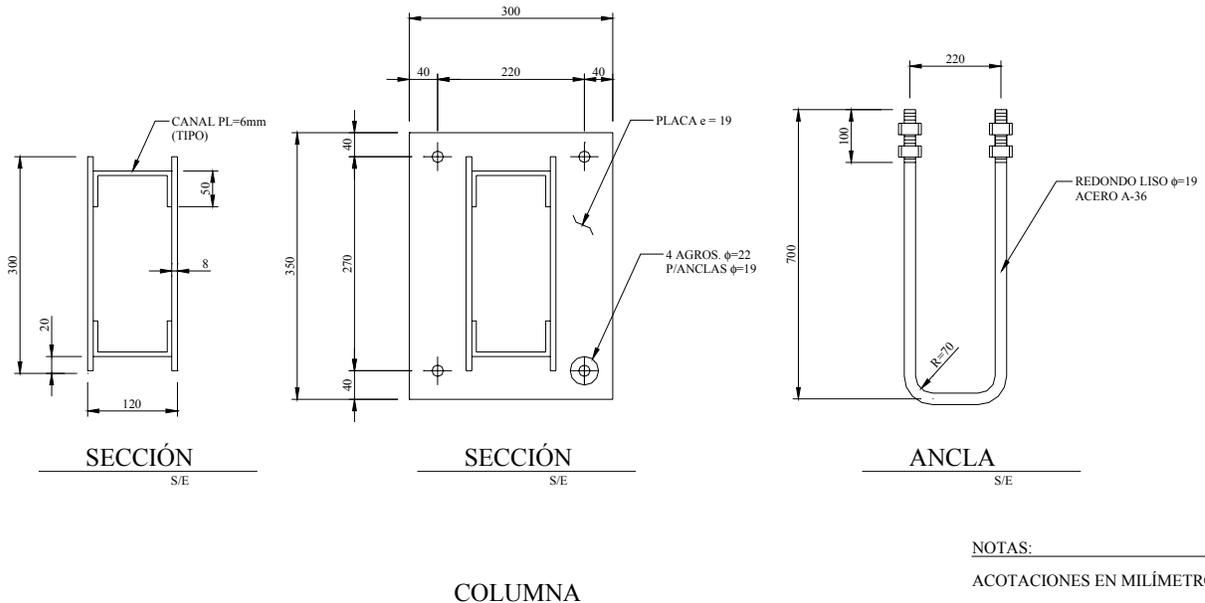
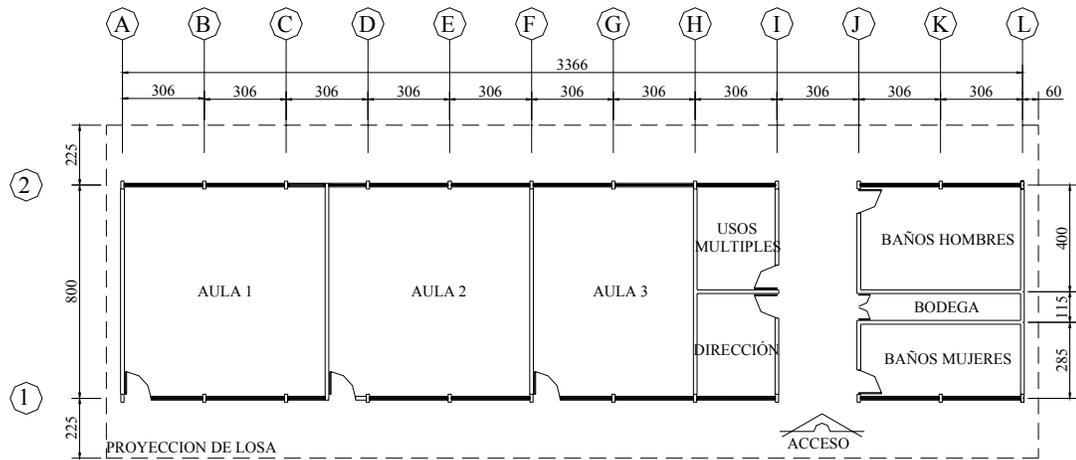
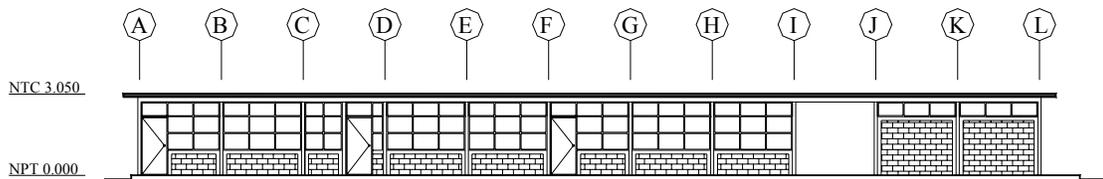


Figura 2.2.3 Geometría de columna y ancla

## 2. Descripción de las estructuras tipo



PLANTA

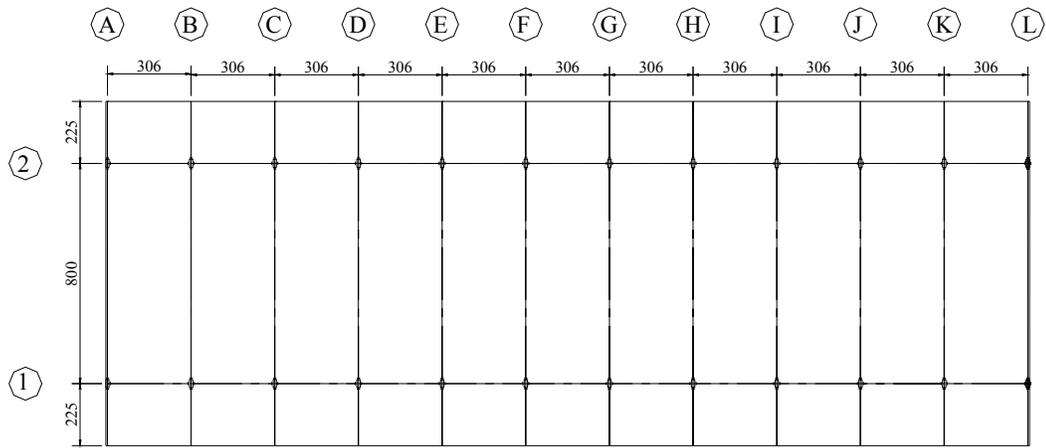


FACHADA PRINCIPAL  
EJE ①

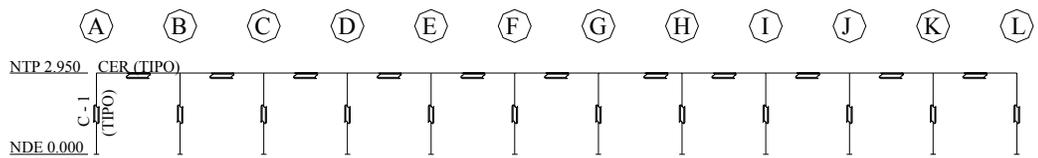
NOTAS:  
 ACOTACIONES EN CENTÍMETROS  
 NIVELES EN METROS  
 NPT NIVEL DE PISO TERMINADO  
 NTC NIVEL TOPE DE CONCRETO

Figura 2.2.1 Planta y fachada principal edificio U-1

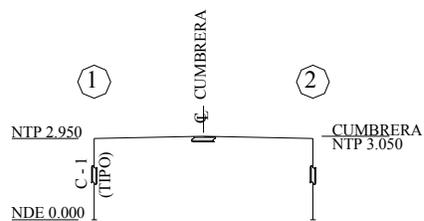
## 2. Descripción de las estructuras tipo



**PLANTA AZOTEA**  
NTC + 3.05



**ELEVACIÓN**  
MARCOS EJES (1) Y (2)



**ELEVACIÓN**  
MARCO TIPO EJE LETRA

NOTAS:  
 ACOTACIONES EN CENTÍMETROS  
 NIVELES EN METROS  
 NDE NIVEL DESPLANTE DE ESTRUCTURA  
 NTP NIVEL TOPE DE PERFIL

Figura 2.2.2. Planta y elevación de la estructura U-1

## 2. Descripción de las estructuras tipo

Las vigas transversales se han optimizado de tal manera que puedan ser resistentes, compatibles con el procedimiento constructivo y en consecuencia ser económicas, de tal manera que se han concebido como construcción compuesta. Están formadas por un patín inferior constante a base de un canal de placa rolada, y en el superior son canales pequeños a base también de placa rolada pero se encuentran con aberturas. Las almas son dos placas que confinan al patín inferior y forman una sección en cajón pero con su parte superior descubierta, de tal forma que al colar la losa de azotea, el concreto pueda entrar y ocupar todo el hueco de la sección cajón, de esta manera formar una sección "T", la cual es muy eficiente para su trabajo a flexión a momento positivo bajo cargas gravitacionales. Para transmitir el flujo de cortante del perfil metálico al patín en compresión de la losa, se han implementado un arreglo de varillas del #3 @ 40 cm en la tapa central de la viga, embebidas en la sección, sobresaliendo hasta el patín de la losa y que funcionarán como conectores de cortante. La figura 2.2.4 muestra la planta, elevación y sección de la viga transversal, y la 2.2.5 la forma en que se ha diseñado para que trabaje estructuralmente.

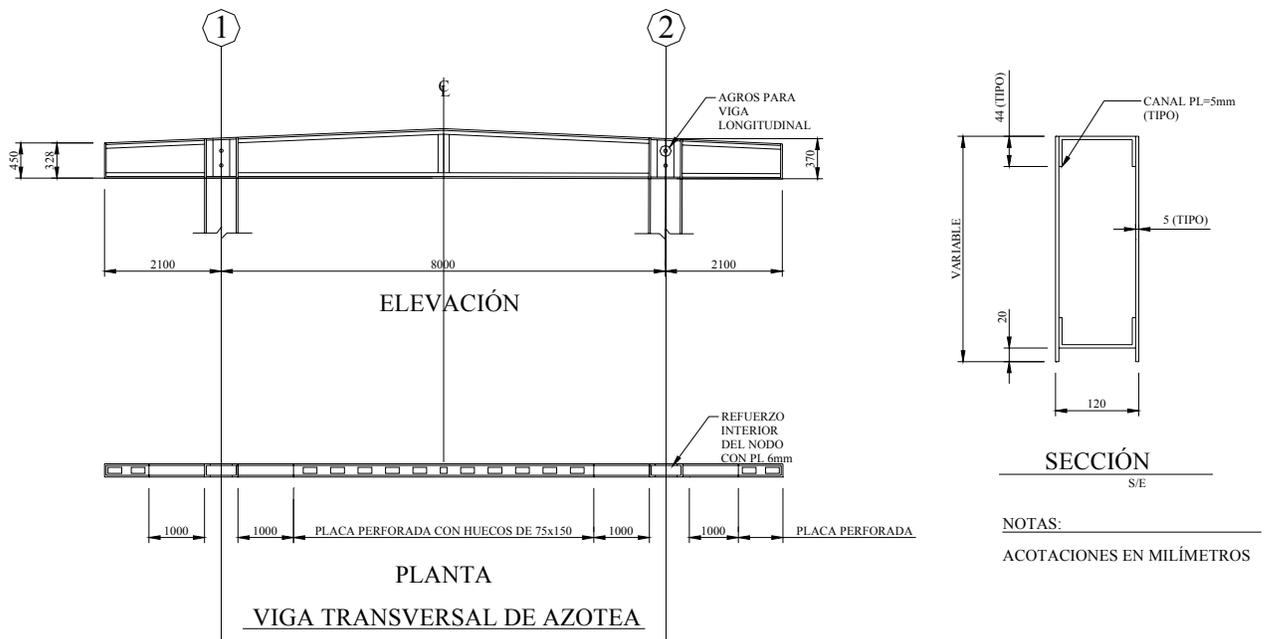


Figura 2.2.4 Viga transversal para la estructura U-1

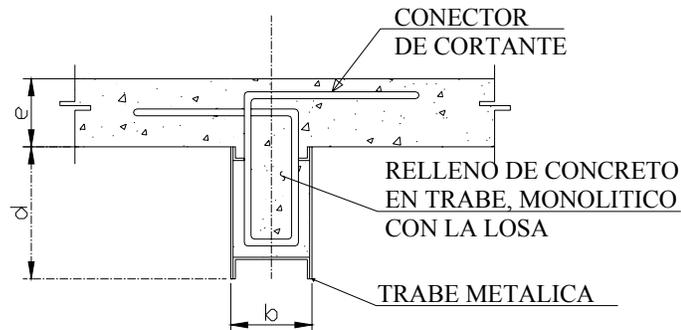
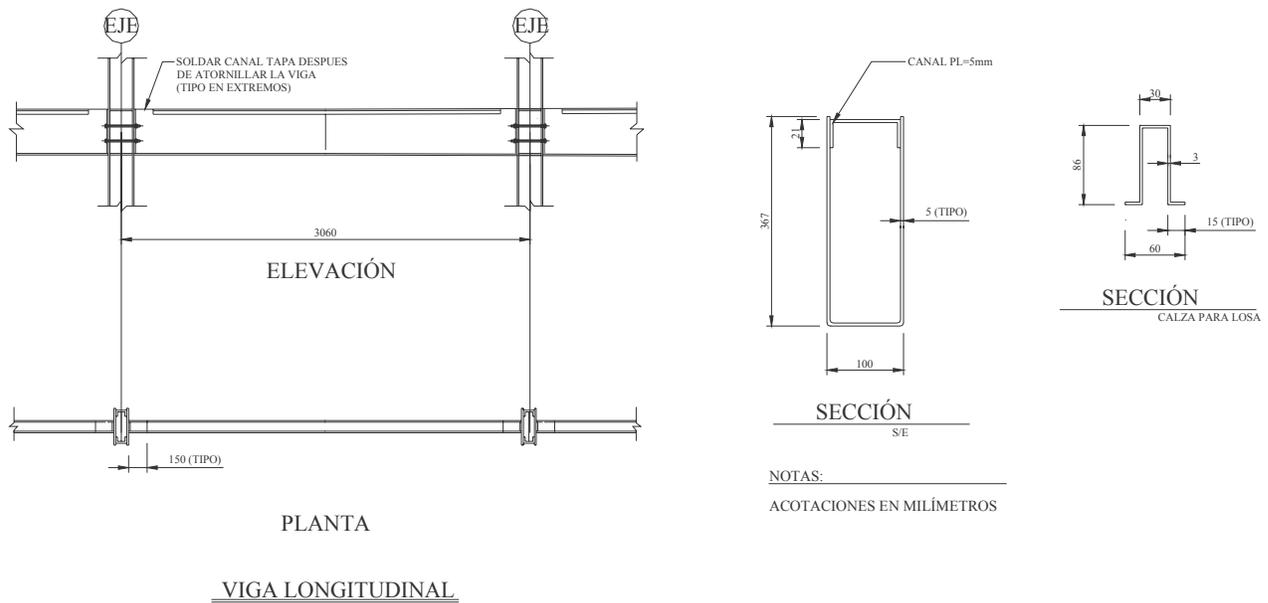


Figura 2.2.5 Construcción compuesta en viga transversal

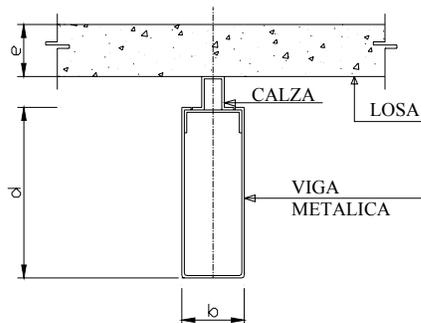
## 2. Descripción de las estructuras tipo

Las vigas longitudinales, metálicas, están formadas por una sección armada en cajón a base de placas, empleando para su patín superior e inferior canales a formados por una placa rolada, los cuales se encuentran confinados lateralmente por dos placas que conforman el alma de la sección transversal. En los planos estructurales se denominan como cerramiento tipo. Ver *figura 2.2.6*.



*Figura 2.2.6 Viga longitudinal para estructura U-1*

Dada la relación largo-ancho de los tableros  $B/\ell=2.61>2$  se asume la losa de cubierta solamente apoyaría en las vigas transversales, por lo que se ha concebido que la losa sobre las vigas longitudinales se encuentre simplemente apoyada. Para el prototipo U-2, el cual se describe más adelante, debido a la diferencia entre el peralte de la viga transversal de entrepiso ( $d=450$  mm) y la longitudinal ( $d=367$  mm) se requiere de una lamina rolada en caliente que permita nivelar los apoyos de la losa. A este perfil se le denomina como “calza”, *figura 2.2.7*. Para la estructura U-1 como el peralte de la viga transversal es el mismo que el de la longitudinal, no existe dicha “calza”.

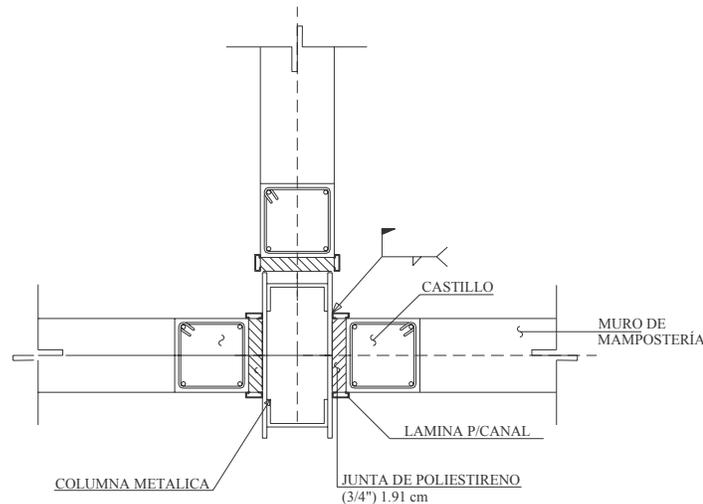


*Figura 2.2.7 Apoyo de losa sobre viga longitudinal*

## 2. Descripción de las estructuras tipo

Cuenta esta estructura con una cubierta de losa de concreto maciza simplemente apoyada sobre los marcos transversales con un espesor de 10 cm y para su armado varillas #3@20 cm trabajando en su lado corto y en su lado largo varillas #2.5@20 cm. Tiene una pendiente del 2%, por lo que será necesario que esta pendiente se considere para determinar las cargas vivas.

Para las zonas de alta sismicidad, los muros de mampostería se encuentran desligados de los marcos por medio de una junta de material sintético compresible, de esta forma garantiza que no existirá una interacción de los muros con los marcos, por lo que podrán modelarse solamente como una estructura esquelética sin ninguna restricción adicional por concepto de elementos no estructurales. Los detalles de la junta se encuentran indicados esquemáticamente en la *figura 2.2.8*.



*Figura 2.2.8 Detalle de junta para desligar los muros de mampostería con el marco transversal y longitudinal.*

Por tener planta única, no se requiere la implementación de escaleras y en consecuencia todos sus entre-ejes permanecen constantes, por lo que no se requiere de cimentación adicional o cualquier otro tipo de estructura para albergarla.

Sobre la cubierta no existe ningún elemento adicional que pudiera intervenir en el cálculo de las cargas gravitacionales, tales como tinacos, cilindros para gas, equipos de aire acondicionado u otro tipo de instalaciones considerables.

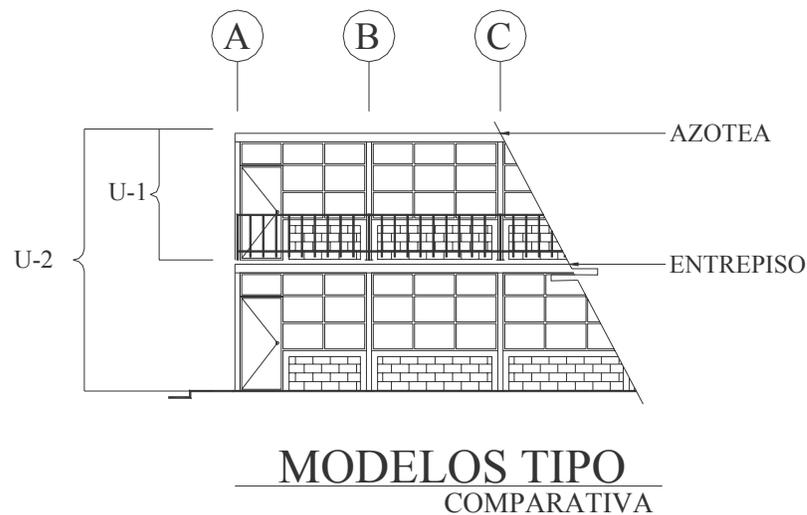
En general este tipo de estructura tiene su aplicación casi en todos los niveles educativos, construyéndose tanto en zonas urbanas como semiurbanas, así como en zonas de media y alta sismicidad.

### 2.3 Estructura tipo U-2.

Este edificio cuenta con dos niveles, sin embargo es muy similar al edificio U-1 en cuanto a su geometría y elementos estructurales. Las diferencias entre el edificio U-1 y U-2 son las siguientes:

1. El edificio U-2 tiene dos niveles.
2. El edificio U-2 tiene un marco adicional al U-1
3. El edificio U-2 tiene una rampa de escaleras para la planta alta.
4. Cuenta en su estructuración con cuatro muros de concreto armado, dos por cada marco longitudinal.
5. Solamente el edificio U-2 destinará sus instalaciones para aulas, la dirección y baños se encuentran alojados en locales independientes, adyacentes al edificio.

La *figura 2.3.1* muestra la similitud entre ambos edificios.



*Figura 2.3.1 Similitud entre los edificios U-2 y U-1*

Partiendo de los planos arquitectónicos, la *figura 2.3.2* muestra los espacios destinados para cada uso de las instalaciones, comprendiendo cuatro aulas en planta baja y cuatro en la alta. La altura libre es de 2.5 m para cada entrepiso, medida a partir del nivel de piso terminado hasta el nivel inferior del perfil de acero de las vigas. La geometría del edificio esta compuesta por 13 marcos transversales de una crujía, con claros equidistantes a cada 3.06 m, excepto en la crujía que alberga a las escaleras, cuya separación es de 4.00 m, dando una longitud total de 37.66 m. con un ancho de 8.00 m medidos en planta, *figura 2.3.3*.

Estructuralmente el edificio, al igual que U-1, está conformado por marcos rígidos en ambos sentidos empleando columnas y vigas.

Las columnas metálicas son idénticas al prototipo U-1 tanto en su planta baja como en la alta.

## 2. Descripción de las estructuras tipo

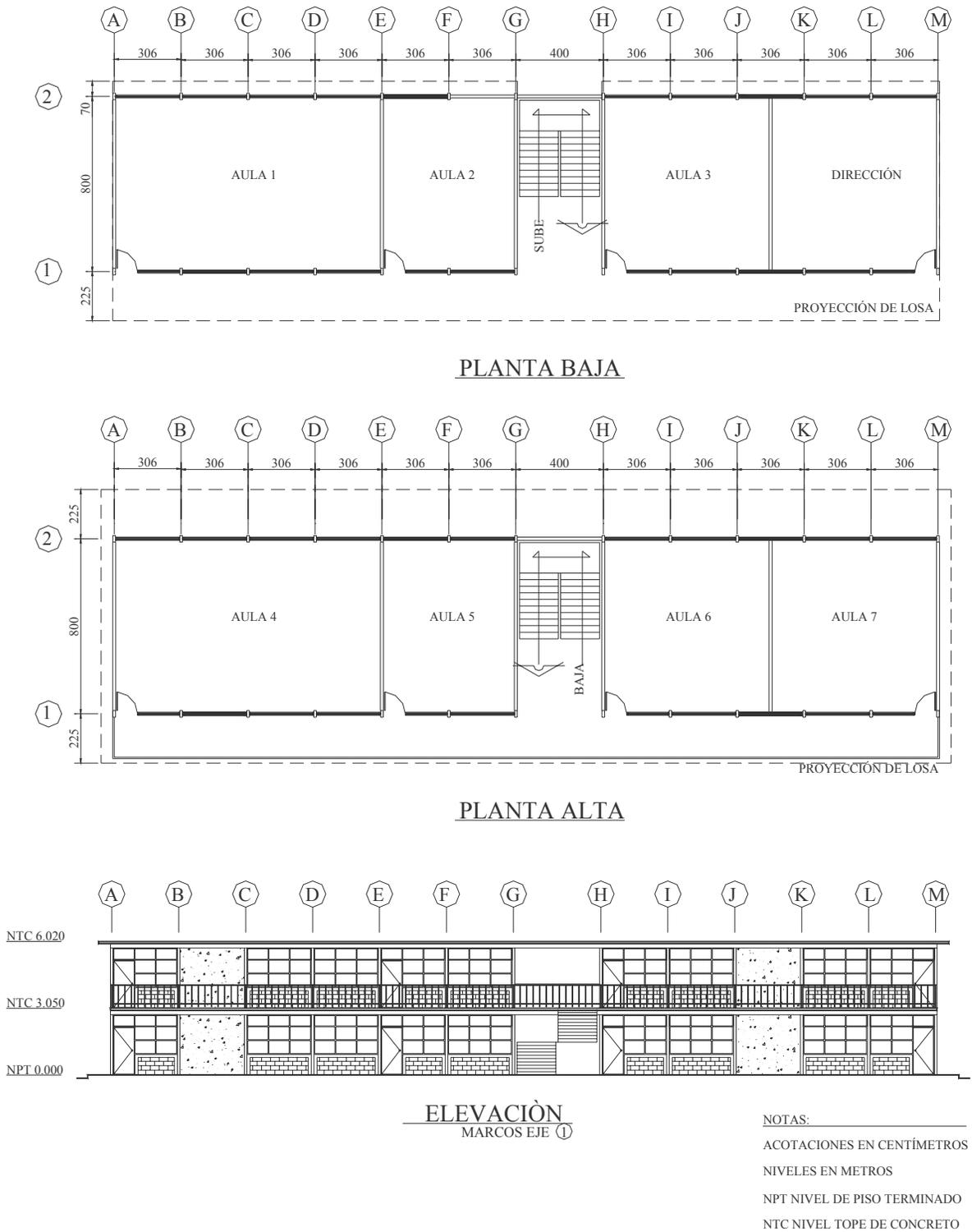
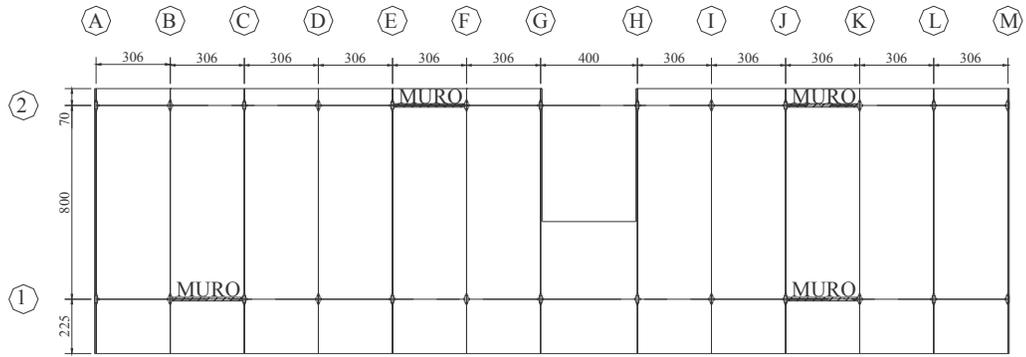
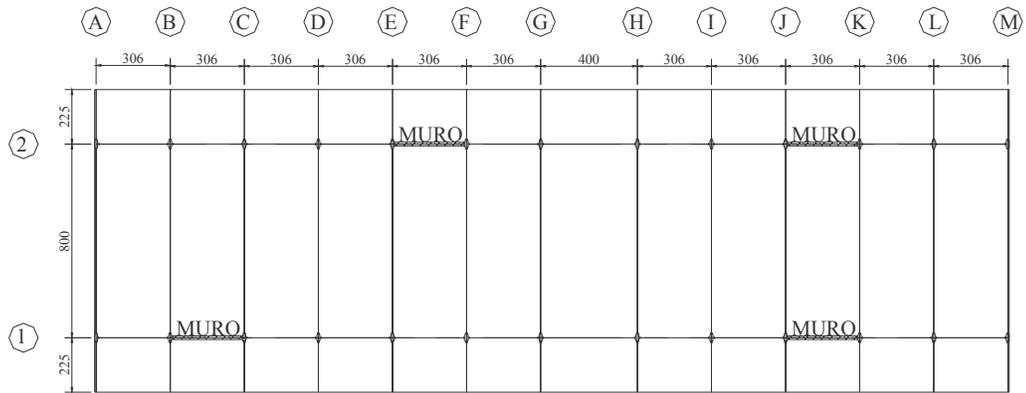


Figura 2.3.2 Plantas y fachada para edificio U-2

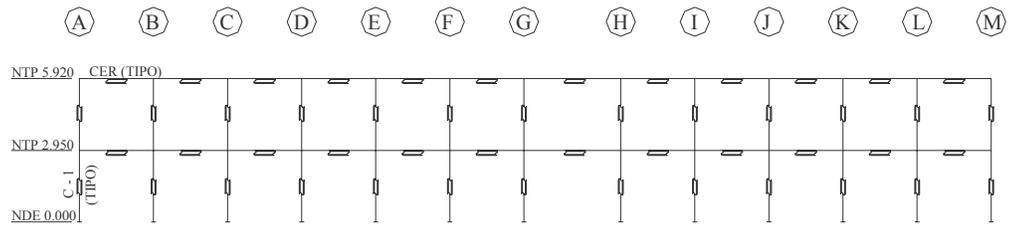
## 2. Descripción de las estructuras tipo



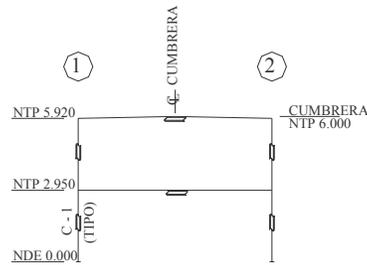
**PLANTA BAJA**  
NTP + 2.950



**PLANTA ALTA**  
NTC + 6.100



**ELEVACIÓN**  
MARCOS EJES ① Y ②



**ELEVACIÓN**  
MARCO TIPO EJE LETRA

- NOTAS:
- ACOTACIONES EN CENTÍMETROS
  - NIVELES EN METROS
  - NDE NIVEL DESPLANTE DE ESTRUCTURA
  - NTP NIVEL TOPE DE PERFIL

Figura 2.3.3 Planta y elevación de la estructura tipo U-2

Las vigas transversales son idénticas a la tipo U-1 para su planta alta, sin embargo para su planta baja varía el peralte y espesor de las placas. Se sigue usando el mismo arreglo y distribución de conectores de cortante para ambas plantas. *Ver figura 2.3.4*

Las vigas longitudinales, metálicas son idénticas a la tipo U-1 tanto en su planta baja como en la alta, así mismo en su conexión. *Ver figura 2.2.6 y 2.2.7*

Cuenta esta estructura con cubiertas de losa de concreto maciza simplemente apoyada sobre los marcos transversales. Tiene una pendiente del 2%, en su cubierta de azotea y a nivel para el entrepiso

Para rigidizar la estructura, se han colocado muros de concreto armado de 15 cm. de espesor en dos entre ejes por marco longitudinal en ambos niveles. Estos muros se encuentran empotrados perfectamente a su cimentación, la cual se ha solucionado con una zapata corrida. No existe ningún tipo de conexión o soldadura que ligue los marcos de acero con el muro de concreto, además, constructivamente no existe continuidad en el concreto del muro de nivel a nivel debido a la presencia de la viga longitudinal que impide el colado del concreto. El acero refuerzo no se interrumpe al cruzar con la viga longitudinal por lo que continúa desde la cimentación hasta el segundo nivel. *Ver figura 2.3.5.*

También los muros de mampostería están desligados de los marcos principales para las zonas de alta sismicidad, aplica el mismo criterio que para el U-1 en cuanto a su modelación.

Sobre la cubierta no existe ningún elemento adicional que pudiera intervenir en el cálculo de las cargas gravitacionales, tales como tinacos, cilindros para gas, equipos de aire acondicionado u otro tipo de instalaciones considerables.

En general este tipo de estructura, al igual que el prototipo U-1, tiene su aplicación casi en todos los niveles educativos, construyéndose tanto en zonas urbanas como semiurbanas, así como en zonas de alta sismicidad.

## 2. Descripción de las estructuras tipo

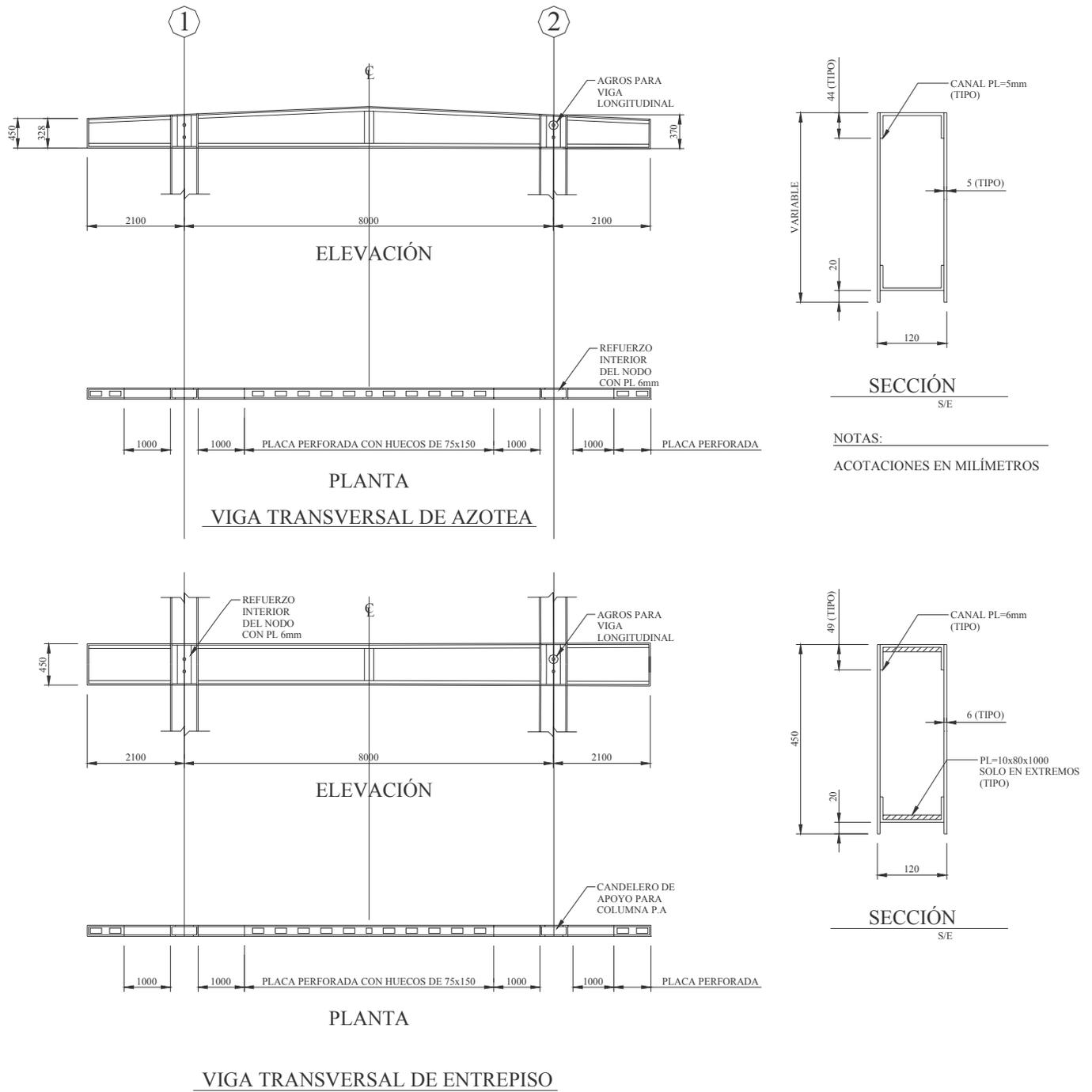


Figura 2.3.4 Vigas transversales para la estructura U-2

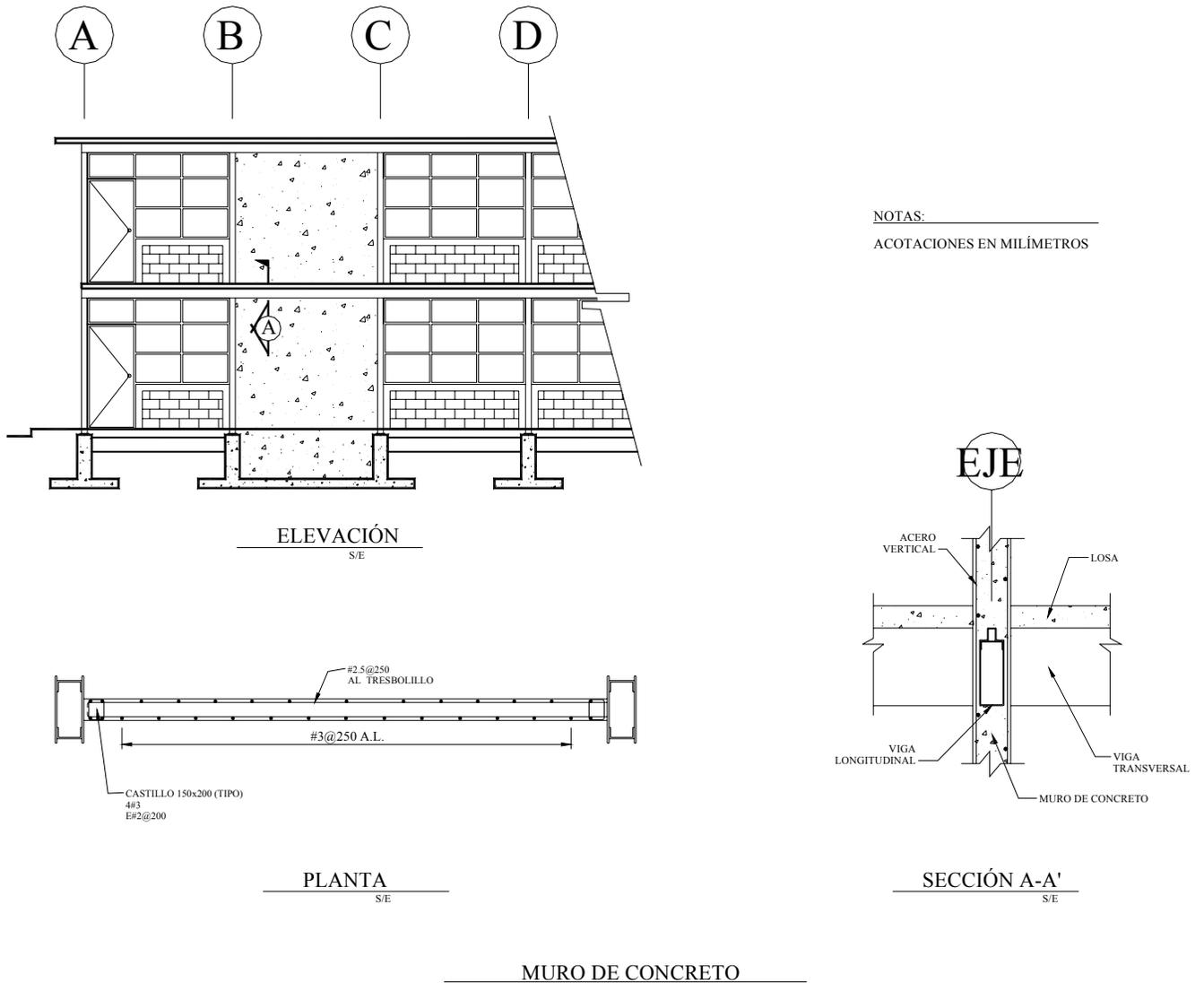


Figura 2.3.5 Muros de concreto para la estructura U-2

### 2.4 Conexiones

Es importante también describir como están conformadas las conexiones de los marcos rígidos para poder establecer la forma en la que los miembros transmitirán los elementos mecánicos a sus respectivos apoyos. Al estudiar las conexiones se podrá determinar los grados de libertad de los elementos del sistema para su modelado.

#### 2.4.1 Apoyos

Las columnas se encuentran totalmente empotradas a su cimentación, dado que, el sistema de conexión conformado por la placa base y la ubicación de sus anclas tipo “U” dentro de la placa base permiten que haya continuidad en la transmisión de elementos mecánicos desde el dado hacia las trabes de liga de la cimentación. *La figura 2.4.1* muestra la planta de cimentación para el edificio U-1, en donde puede apreciarse tanto la ubicación de las zapatas aisladas por cada columna, ligadas por medio de trabes, además se incluye el detalle de la conexión entre la estructura y el sistema de cimentación. De forma análoga las columnas del edificio U-2 se encuentran empotradas en su cimentación igual que la tipo U-1 a través de su conexión conformada por la placa base y las anclas tipo “U”, solo varía el diámetro de las anclas ( $\phi=22$  mm).

#### 2.4.2 Viga transversal-columna

Las columnas se encuentran orientadas de tal forma que su mayor rigidez es normal al marco transversal.

Tanto en entrepiso como en azotea, las vigas transversales son continuas cruzando por encima de las columnas donde se apoyan. El no haber interrupción de la sección en cajón de las vigas implica que en la intersección con las columnas lleven en su interior placas de refuerzo de 6 mm de espesor.

Las columnas en su parte superior cuentan una preparación para llevar a cabo el ensamble con la viga transversal. Una vez que se ha ensamblado la viga sobre la columna se procede a fijar en campo con soldadura de penetración (bisel).

Para la estructura U-2, las columnas de la planta alta se insertan y se aplica soldadura en campo sobre un candelero a base de canales y placas de refuerzo, que previamente se han fabricado y soldado desde taller sobre la tapa del nodo de la viga transversal.

Por lo anterior, para el modelado de la estructura puede considerarse que las vigas presentan una conexión a momento condición de empotramiento.

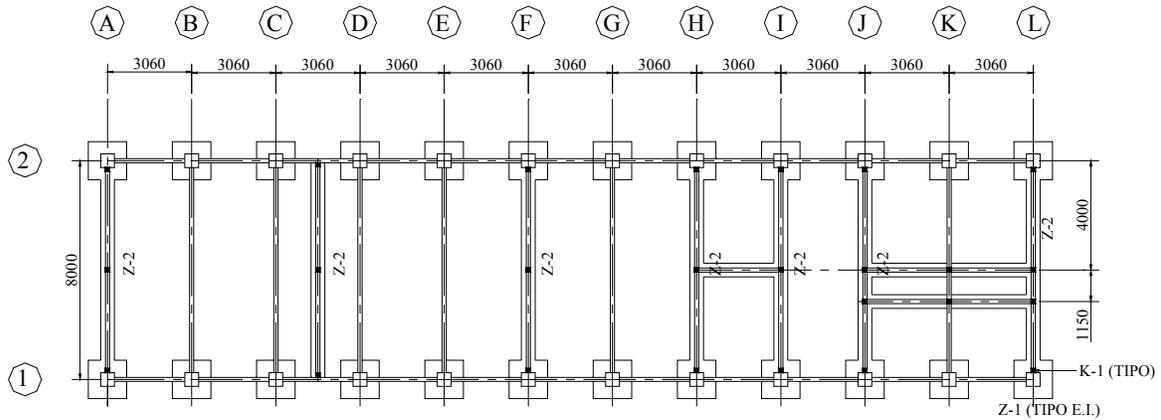
#### 2.4.3 Viga longitudinal-columna

Una vez que se ha izado y fijado el marco transversal de la planta baja, en campo se procede a ensamblar las vigas longitudinales. Estas vigas cuentan en sus extremos con una abertura en su tapa superior y con una placa tapa en su sección transversal con dos perforaciones que permiten atornillarla en la columna. Una vez ensamblada la viga se aplica un cordón de soldadura a un

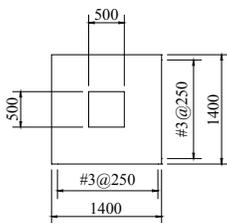
## 2. Descripción de las estructuras tipo

canal tapa (de la misma sección transversal que el patín superior), el cual no solo cubre la abertura de la tapa superior sino que le da continuidad al patín superior para la transmisión de cargas a la columna. Finalmente se fija con soldadura de bisel en forma perimetral a la viga. Se asume por lo tanto que también esta conexión es a momento.

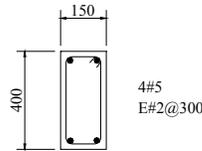
La figura 2.4.2 muestra el tipo de conexión usada en la estructura tipo U-1 y U-2, tanto en la forma en que se ensamblan las piezas como la soldadura en campo.



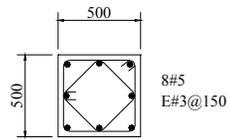
### PLANTA CIMENTACIÓN



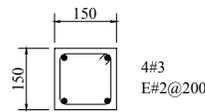
**ZAPATA Z-1**  
PLANTA



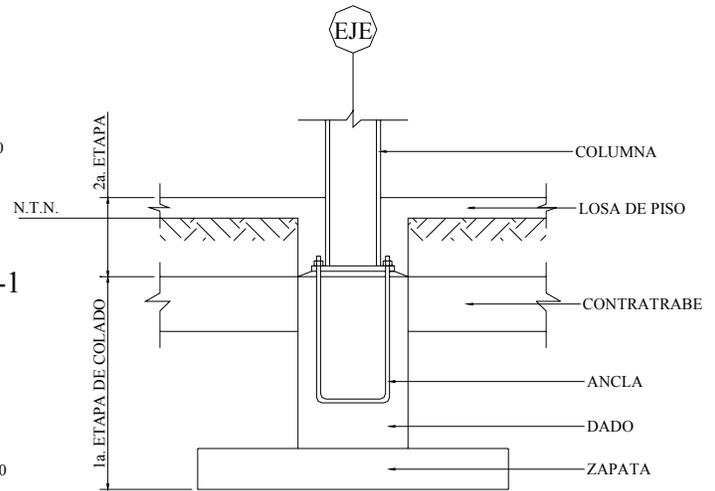
**CONTRATRABE CT-1**  
DETALLE



**DADO TIPO**  
DETALLE



**CASTILLO K-1**  
DETALLE



**ANCLAJE DE ESTRUCTURA**  
DETALLE

NOTAS:  
ACOTACIONES EN MILÍMETROS

Figura 2.4.1 Planta de cimentación y detalles para la estructura U-1

## 2. Descripción de las estructuras tipo

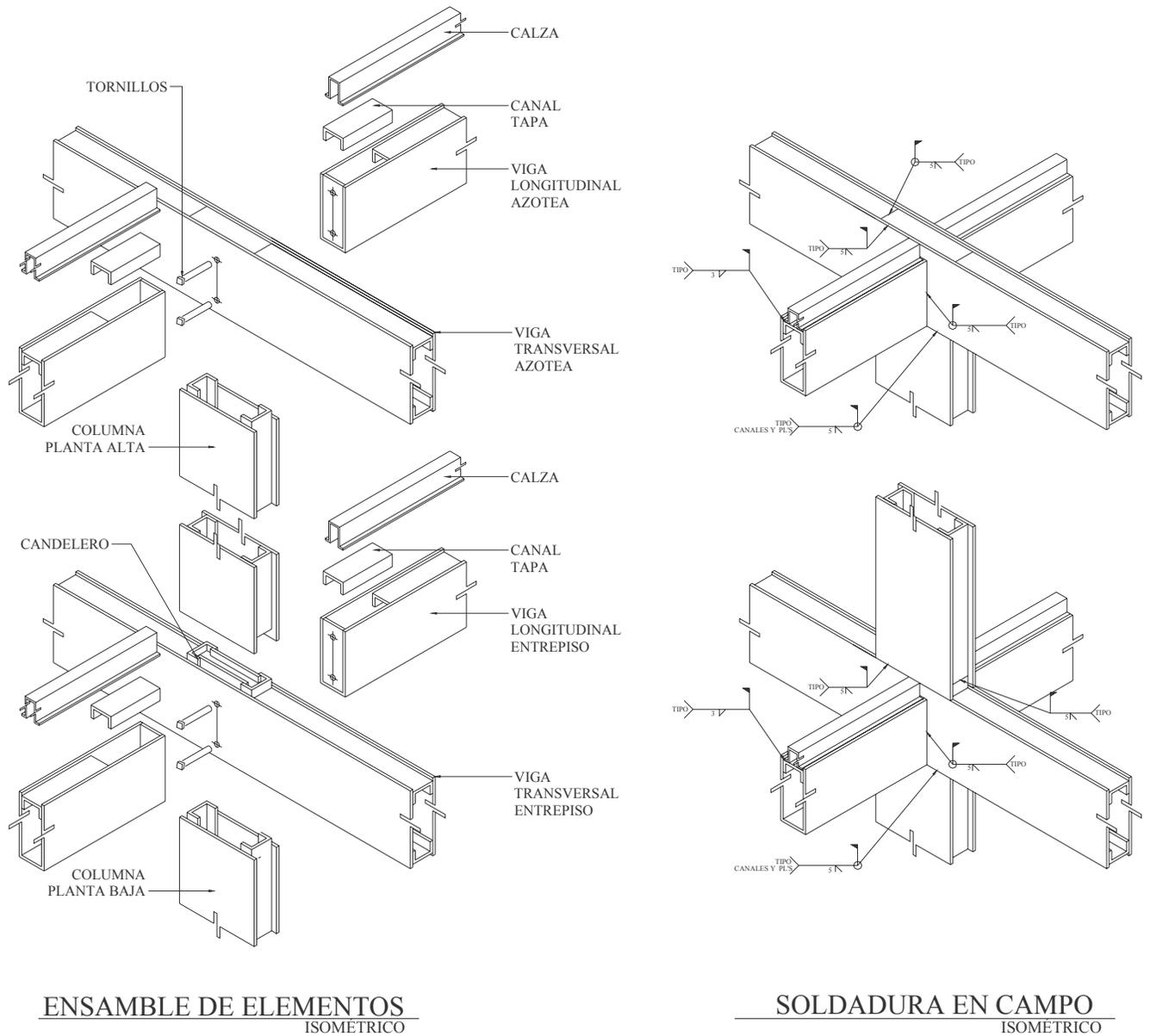


Figura 2.4.2. Conexiones para estructuras tipo U-1 y U-2

### 2.5 *Materiales usados*

Como datos para determinar las propiedades elásticas de los elementos estructurales se parte de los materiales con los que se diseño y construyó los edificios tipo.

De los planos estructurales, se obtuvieron los siguientes datos:

- Concreto con una resistencia mínima a la compresión  $f^c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  para losa de entrepiso y/o cubierta, relleno en vigas transversales y muro para U-2.
- Concreto con una resistencia mínima a la compresión  $f^c = 150 \text{ Kg/cm}^2$  en castillos físicos.
- Mortero cemento-cal-arena proporción 1:1/2:4 para juntas en muros de mampostería así como en castillos interiores.
- Acero alta resistencia con un esfuerzo mínimo a la fluencia de  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  para todo el concreto armado.
- Acero estructural ASTM grado A-36 para anclas, placa base, así como para la fabricación de vigas y columnas
- Electrodo E-6010.

## ***CAPÍTULO 3***

### ***NORMAS DE DISEÑO SÍSMICO USADAS***

#### ***3.1 Antecedentes***

La normatividad para el diseño de construcciones diseñadas bajo condiciones accidentales ha cambiado su filosofía a través del tiempo a medida que las investigaciones han podido predecir el comportamiento de las estructuras ante una demanda sísmica. Los avances tecnológicos han permitido reproducir modelos estructurales a escala natural o por leyes de similitud con diferentes materiales que, empleando una metodología pueden instrumentarse y ensayarse en laboratorio y/o en campo, a partir de los cuales se genera la información necesaria para establecer modelos matemáticos que permitan modificar la normatividad existente.

Con motivo de los sismos que se registraron en Septiembre de 1985 y en función de los daños sufridos a un gran número de estructuras, sobre todo las que se ubican en las zonas de alta sismicidad, hubo un cambio radical en la normatividad relacionada con el diseño por sismo. Como una medida ante el eminente peligro sísmico, el Departamento del Distrito Federal emitió las normas de emergencia, y posteriormente se publicó en 1987 un Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) con sus respectivas normas técnicas complementarias (NTC).

El reglamento de construcciones del Distrito Federal en adición con las normas técnicas complementarias y el manual de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) han servido de base para elaborar las normas de diseño de CAPFCE, de tal forma que la normatividad de CAPFCE se va actualizando en función de los cambios generados a los reglamentos antes mencionados.

A continuación se hace una breve descripción de los criterios de diseño, basados en las normas usadas en el diseño original y las usadas en este estudio.

#### ***3.2 Criterios de diseño de la estructura original***

La información proporcionada por CAPFCE consta de planos arquitectónicos, estructurales y memoria de cálculo emitida para su construcción con fecha de Octubre de 1982. Dentro de las bases de diseño estructural se ha estipulado que se emplee las normas de diseño CAPFCE vigentes a esa fecha, es decir, corresponde a las del 1977.

Se llevó a cabo un análisis sísmico elástico empleando el método estático para la obtención de fuerzas sísmicas equivalentes. En este análisis se empleó un programa desarrollado por un usuario en lenguaje Fortran. Este programa analiza marcos planos con cargas verticales y horizontales por el método de rigideces, empleando por tanto, la ley de Hooke, el principio de continuidad y equilibrio. Las bases con las que el programa efectúa el análisis de marcos planos son:

- 1.-Sistema estructural formado por elementos que trabajan a flexión y a flexocompresión contenidos en un plano.

### **3. Normas de diseño sísmico usadas**

2.-Las conexiones de elementos rígidamente unidos tienen capacidad de transmitir momento flexionante.

3.-Las cargas actuantes están en el plano.

4.-Los ejes de flexión son ejes principales

La geometría empleada para los modelos estructurales fue a base de marcos planos formados por barras con las propiedades geométricas de las secciones de la estructura. Estos marcos corresponden a cada uno de los ejes arquitectónicos y por cada sentido. Las propiedades de columnas y vigas longitudinales corresponden a una sección tubular de acero; las vigas transversales se han calculado como vigas "T", transformando el área de acero en concreto a través de una relación modular. Para modelar los muros de concreto para la estructura tipo U-2 se empleó el método de "la columna ancha", considerando que los muros son continuos desde su cimentación hasta el nivel de azotea.

En ese entonces se emplearon cargas vivas para solicitaciones gravitacionales de 350 y 100 Kg/m<sup>2</sup> para los niveles de entrepiso y azotea respectivamente. Las cargas vivas para solicitaciones sísmicas fueron de 250 y 70 Kg/m<sup>2</sup> para entrepiso y azotea respectivamente.

En cuanto a las cargas muertas, se empleó 400 y 355 Kg/m<sup>2</sup> para entrepiso y azotea, resultado de un análisis de cargas basado en los pesos volumétricos máximos proporcionados por la normalidad de CAPFCE. En lo que se refiere a los muros existentes en sistema estructural, como es el caso de los muros de mampostería se usó un peso por metro lineal de 625 Kg/m cuando estos ocupaban toda la altura y de 275 Kg/m cuando estaban a media altura bajo las ventanas; el muro de concreto se calculó con un peso de 900 Kg/m.

Las propiedades elásticas de los materiales, como se mencionó en el capítulo anterior, para el concreto y el acero estructural son:

- a) Concreto  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $E = 10000\sqrt{f'c}$ , en losas y muro
- b) Acero estructural  $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

A pesar de no modelar el sistema de piso, se consideró que su sistema de entrepiso y/o azotea tiene una rigidez angular tal que le permite comportarse como un diafragma rígido con el cual se transmite el cortante y se distribuye a los marcos en función de su rigidez lateral. Por lo anterior se calculó el momento torsionante producto de la fuerza cortante del entrepiso correspondiente por su excentricidad, y de esta forma se determinaron las fuerzas sísmicas por marco adicionales al cortante directo.

El coeficiente sísmico usado fue de 0.86, el cual corresponde la zona sísmica D en suelo tipo III, Para la reducción de fuerzas sísmicas se consideró que los marcos tienen una capacidad de deformación tal que su factor de comportamiento sísmico es de 3. La estructura fue clasificada según su importancia del grupo A, por tanto el coeficiente sísmico tuvo una amplificación del 50% en su valor.

### **3. Normas de diseño sísmico usadas**

Se analizaron los marcos más críticos por dirección, con los cuales se obtuvieron los elementos mecánicos de diseño. Con el propósito de tener solamente una misma sección en columnas, vigas longitudinales y vigas transversales, se diseñó el elemento más crítico.

Se hicieron las revisiones correspondientes por resistencia, deflexión y desplazamiento lateral, de tal forma que cumplieron con todos los requisitos establecidos en la normatividad. Así mismo se diseñaron las losas de entrepiso y cubierta bajo condiciones de carga gravitacional

Finalmente se emitieron los planos para su construcción, los cuales comprenden las plantas de entrepiso, azotea y cimentación, así como planos de detalles y planos de conexiones.

#### ***3.3 Normas técnicas empleadas en el presente estudio***

Para evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras estudiadas en el presente trabajo, se usaron los espectros de diseño proporcionados por la normatividad CAPFCE vigente y el manual de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Asimismo, se usó el RCDF-2004 y sus normas técnicas complementarias para diseño por sismo, para diseño de estructuras de concreto y para diseño y construcción de estructuras metálicas, NTCS-2004, NTCC-2004 y NTCM-2004 respectivamente.

### CAPÍTULO 4

#### ANÁLISIS SÍSMICO DINAMICO ELÁSTICO

##### 4.1 *Introducción*

En el presente capítulo se describen las bases con las que se lleva a efecto el análisis dinámico elástico con la que se revisará el comportamiento lineal de los prototipos en cuestión, aplicando la normatividad vigente.

##### 4.2 *Análisis elástico*

En el presente trabajo de investigación se usará el análisis modal espectral, en el cual se considera el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical. Se incluirá el efecto de los modos de vibrar que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea el estipulado por las NTCDS-2004.

En seguida se describe el programa de análisis que se empleó para tener presente con que algoritmos matemáticos opera, así como la forma en que puede ser modelada la estructura.

##### 4.3 *Programa de análisis usado (ETABS ver 7.0)*

El programa de análisis estructural empleado es el ETABS versión 7.0, ya que es un programa de computadora desarrollado específicamente para estructuras tipo edificio. Se ha desarrollado en ambiente gráfico y se pueden generar modelos en el espacio (3D). Este programa emplea para formular sus ecuaciones los principios de ley de Hook, continuidad y equilibrio, con los cuales puede obtener los elementos mecánicos de cada uno de los elementos que comprenden la estructura modelada. Por lo anterior la estructura se analiza, en forma global y por elemento, considerando que son elementos elásticos sujetos a deformaciones en virtud a sus grados de libertad..

Este programa presenta herramientas de gran utilidad con las cuales se puede obtener modelos de una forma sencilla y rápida. Para la condición de carga viva o muerta solamente se especifican las cargas por unidad de superficie que actúan sobre los entrepisos o cubiertas y el programa realiza una distribución de cargas hacia las vigas y columnas considerando también que la relación de los tableros pueda ser que trabaje como placas simplemente o perimetralmente apoyadas, lo que facilita aún más el trabajo y evitaría posibles errores humanos al momento de cargar los marcos a través de cálculos por áreas tributarias. Para las secciones transversales de los elementos de marcos es posible introducir sus propiedades en base a una sección general que es proporcionada por el usuario, esto es muy importante debido a que en los modelos en estudio se tienen secciones compuestas para las vigas transversales y con peralte variable en el caso de las vigas de azotea.

Para el análisis dinámico el programa emplea formas modales tridimensionales y frecuencias, factores de participación modal, los cuales son evaluados usando vectores de Ritz.

Los efectos de segundo orden se incluyen en la formulación básica de la matriz de rigidez lateral como una corrección geométrica. La combinación de los modos se puede realizar usando tanto la combinación cuadrática modal (CQC), la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRRS), suma absoluta algebraica (ABS) o la combinación general modal (GMC). En este trabajo se utilizará la técnica CQC para la condición de carga accidental, al momento de sumar la condición de carga permanente, se empleará la superposición ABS. En lo que se refiere al amortiguamiento se consideró el 5 % del amortiguamiento crítico.

### 4.4 Criterios empleados para el modelado de las estructuras tipo U-1 y U-2

Para el análisis elástico, se seguirá la secuencia descrita en la metodología del punto 1.4. A continuación se describen los criterios empleados para el modelado de las estructuras:

#### 4.4.1 Estructuración

En el capítulo 2 se realizó una descripción específica de cada una de las estructuras, se presenta a continuación la forma en la que se encuentran estructurados los modelos U-1 y U-2 en su forma original, ver *figura 4.4.1.1* y *4.4.1.2*, asimismo se colocan las etiquetas con las que se identifican los miembros en el programa ETABS.

#### 4.4.2 Cálculo de las propiedades geométricas

Para el cálculo de las propiedades geométricas de los elementos del marco se emplearon las expresiones de la mecánica de materiales. Además se calcularon las propiedades de las vigas de sección variable de su origen  $i$  y su extremo  $j$ , es decir, su peralte en su extremo inicial y el de su extremo final, el programa se encarga de hacer las interpolaciones siguiendo una regla cúbica en el caso de su inercia mayor y lineal en el caso de área de cortante, peralte y radio de giro

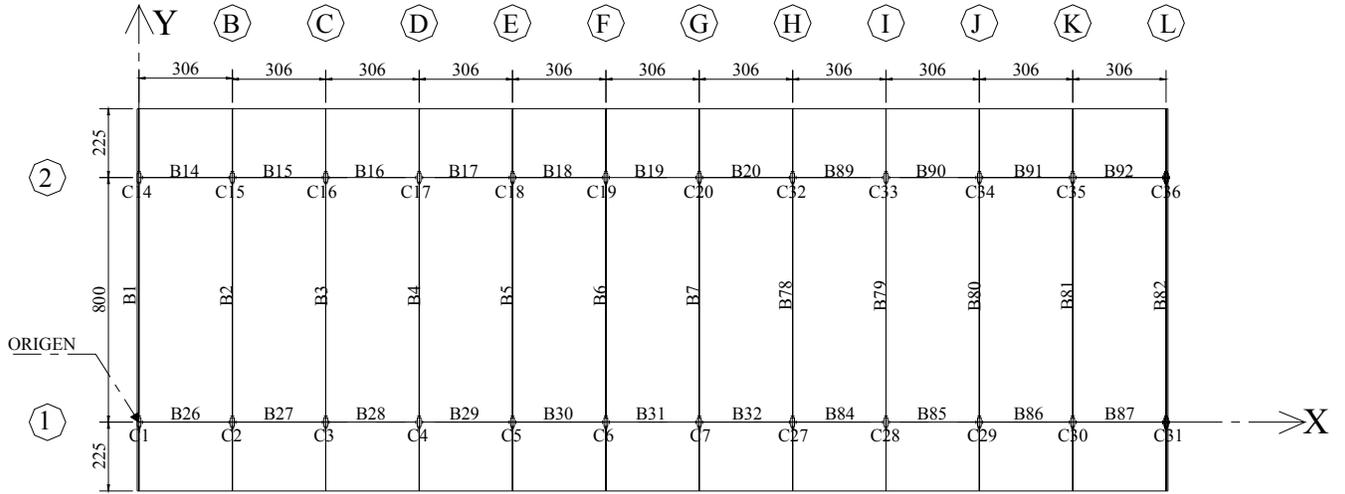
Como se estudió en el inciso 2.3 y se describió en la *figura 2.3.5* para modelar los muros de concreto (solo para el tipo U-2), dado que no existe continuidad con el segundo nivel, ni existe una conexión perimetral que mantenga al muro ligado con el marco que lo contiene. Es por esta razón que se seguirá el método de la diagonal equivalente, desarrollado por Meli y Bazán, *referencia 9*, en lugar de emplear el método de la “columna ancha”.

Considerando inicialmente las secciones originales con las que se construyeron las estructuras tipo, las vigas transversales han sido diseñadas para que trabajen en construcción compuesta, teniendo como patín superior a la losa de concreto. Dado que el programa no puede emplear las propiedades elásticas de dos o más materiales diferentes que constituyen a cada una de las barras del modelo, se ha usado el siguiente criterio:

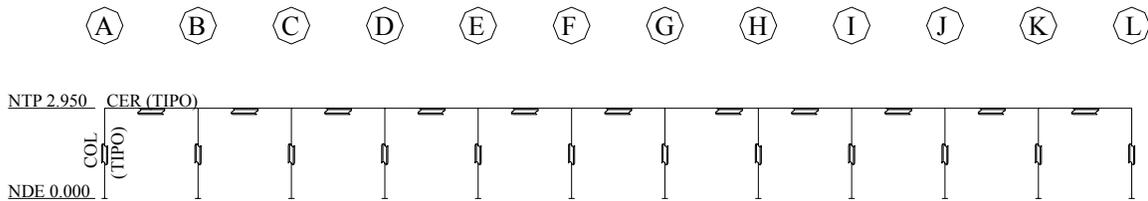
- a) Se transformó las propiedades elásticas de acero estructural a concreto por medio de una relación modular,  $n$ .
- b) Existe incertidumbre para determinar si efectivamente la sección de la viga transversal trabaja como construcción compuesta total o solo parcialmente (ver inciso 5.3, resistencia de los marcos), además que el concreto en la sección “T” tiene ya un cierto agrietamiento por estar trabajando dentro de un rango elástico, se considerará solo la sección rectangular de la viga, incluyendo la aportación del concreto confinado en la sección cajón.

#### 4. Análisis sísmico dinámico elástico

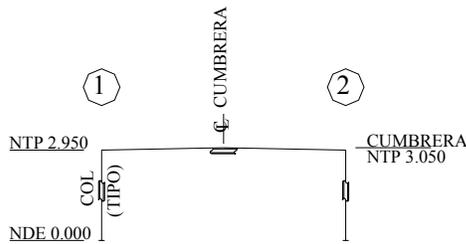
- c) En sección variable (azoteas) se consideró el peralte al eje de la columna en el extremo y en la porción central el peralte donde se conectan los segmentos de viga.



**PLANTA AZOTEA**  
NTC + 3.05



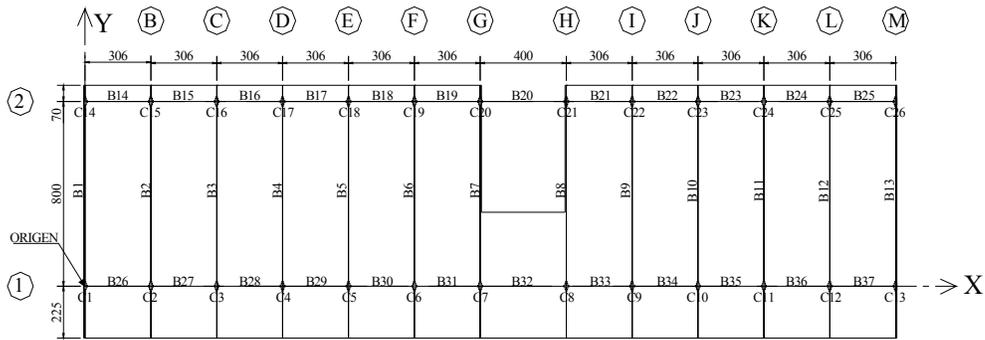
**ELEVACIÓN**  
MARCOS EJES ① Y ②



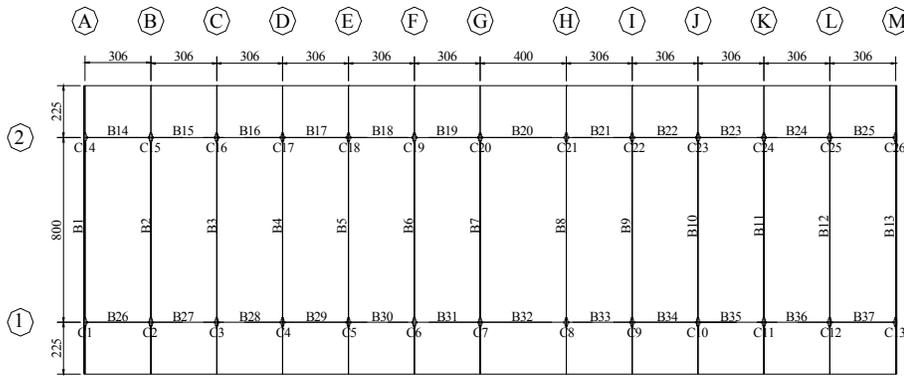
**ELEVACIÓN**  
MARCO TIPO EJE LETRA

Figura 4.4.1.1 Planta y elevación de la estructura U-1

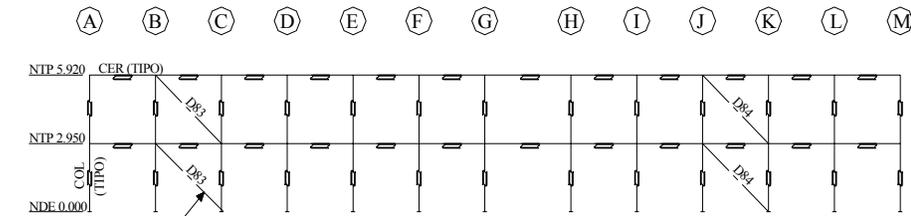
## 4. Análisis sísmico dinámico elástico



**PLANTA BAJA**  
NTP + 2.950

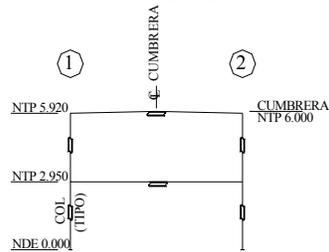


**PLANTA ALTA**  
NTC + 6.100



EQUIVALENTE (TIPO)  
EN LUGAR DE MUROS

**ELEVACIÓN**  
MARCOS EJES 1 Y 2



**ELEVACIÓN**  
MARCO TIPO EJE LETRA

Figura 4.4.1.2 Planta y elevación de la estructura tipo U-2

#### 4. Análisis sísmico dinámico elástico

Siguiendo con la geometría del modelo, se ha incorporado la losa de entrepiso y/o azotea, considerando este sistema estructural como un diafragma flexible, esto es en virtud de que no es posible garantizar que el diafragma no sufra distorsiones angulares dada su rigidez proporcionada por el espesor de la losa, relación largo-ancho de tableros ( $B/\ell=2.61$ ) y en forma global diafragma esbelto ( $L/B=4.2$  y  $4.7$  para U-1 y U-2 respectivamente), resistencia del concreto moderada ( $f^c=200$  Kg/cm<sup>2</sup>) y, en caso del modelo U-2 una abertura en el cubo de escaleras para el entrepiso.

Los muros de mampostería según se describió en la *figura 2.2.8*, se encuentran desligados de los marcos principales, por lo que a pesar de no formar parte del sistema resistente, aporta masa adicional que se transformará posteriormente cuando exista una sollicitación sísmica en cortante en cada entrepiso.

#### 4.4.3 Restricciones en los extremos de miembros

Tabla 4.4.3 Restricciones de los grados de libertad en miembros y apoyos

Elemento	Condición
Columnas	Empotre en ambos extremos.
Vigas transversales	Empotramiento en columnas
Vigas long.	Empotramiento en columna
Diagonal equivalente	Solo estructura U-2, elemento biarticulado
Apoyos	Empotramiento en ambas direcciones

#### 4.4.4 Análisis de cargas

La *tabla 4.4.4.1* contempla las cargas usadas en la estructura en los dos modelos. Las *tablas 4.4.4.2* y *4.4.4.3* muestran en resumen el peso de cada edificio para la revisión del cortante basal mínimo.

Tabla 4.4.4.1 Cargas calculadas por nivel

Edificio	Nivel	Elemento	Unidad	Carga muerta	Carga viva	Carga viva reducida
U-1	Azotea	Losa	Kg/m <sup>2</sup>	380 <sup>1</sup>	100	70
		Muro de mampostería <sup>2</sup>	Kg/m	714		
U-2	Entrepiso	Muro mamp. Con cancel	Kg/m	363	350	250
		Losa (aulas)	Kg/m <sup>2</sup>	445 <sup>1</sup>		
		Losa (pasillos)	Kg/m <sup>2</sup>	445 <sup>1</sup>		
		Escaleras	Kg/m <sup>2</sup>	445 <sup>1</sup>		
		Muro de mampostería <sup>2</sup>	Kg/m	714		
		Muro mamp. Con cancel	Kg/m	363		
		Muro de concreto	Kg/m	900		

<sup>1</sup> Adicionalmente al peso propio de la losa, acabados e instalaciones se considera una sobre carga de 40 Kg/m<sup>2</sup> por reglamento.

<sup>2</sup> Block de barro comprimido con acabado aparente, incluye castillos integrales.

## 4. Análisis sísmico dinámico elástico

*Tabla 4.4.4.2 Resumen de cargas para estructura tipo U-1*

Componente	Peso (Ton)
Peso de los marcos y muros de relleno	46
Sistema de piso	165
Suma Carga viva reducida	31
Peso edificio	242

*Tabla 4.4.4.3 Resumen de cargas para estructura tipo U-2*

Componente	Peso (Ton)
Azotea	
Peso de los marcos y muros	56
Sistema de piso	185
Suma Carga viva reducida	34
Suma	275
Entrepiso	
Peso de los marcos y muros	109
Sistema de piso	174
Suma Carga viva reducida	97
Suma	380
Peso edificio	655

### 4.4.5 Factor de Comportamiento Sísmico, $Q$ , empleado

En el diseño original, como ya se mencionó anteriormente, se empleó un factor de comportamiento sísmico igual a 3, por lo que será ahora necesario revisar este valor.

#### Estructura U-1 y U-2

Al ser similares estos tipos de estructuras se puede revisar al mismo tiempo el valor de  $Q$ .

En adición con los requisitos que deben cumplir los marcos en cuanto a su estructuración y resistencia para determinar su factor de comportamiento sísmico, se revisa que la sección transversal de vigas y columnas cumplan que sus placas la relación ancho-grueso sea inferior a los valores máximos admisibles. Ver *tabla 4.4.5*

*Tabla 4.4.5 Revisión del factor de comportamiento sísmico,  $Q$ .*

Elemento	Relación ancho-grueso		Valores máximos admisibles de las relaciones ancho-grueso		Sección Tipo	Q
	Patines	Alma	Patines	Alma		
Columna	14.25	30.9	$2.45(E/Fy)^{1/2}(1-0.4Pu/Py)$ = 37.48	$2.45(E/Fy)^{1/2}(1-0.4Pu/Py)$ = 37.48	1	3
Viga transversal azotea	23.21	90.33	$1.12(E/Fy)^{1/2}$ = 31.79	$3.71(E/Fy)^{1/2}$ = 105.32	2	2
Viga transversal entrepiso	33.1	56.7	$1.12(E/Fy)^{1/2}$ = 31.79	$2.45(E/Fy)^{1/2}$ = 69.55	1	3
Viga longitudinal	20.0	73.4	$1.12(E/Fy)^{1/2}$ = 31.79	$3.71(E/Fy)^{1/2}$ = 105.32	2	2

$E$  =Modulo de elasticidad (2'039000 Kg/cm<sup>2</sup>)

$F_y$ =Esfuerzo de fluencia (2530 Kg/cm<sup>2</sup>)

$P_u$ = Carga axial factorizada (190,920 Kg)

$P_y$ =Carga axial de fluencia (182,134 Kg)

De la *tabla 4.4.5* se concluye que las columnas y vigas transversales de entrepiso tienen una sección tipo 1 (diseño plástico y diseño sísmico con  $Q=3$  o  $4$ ), sin embargo las vigas longitudinales y transversales de azotea son tipo 2 o compactas (diseño plástico y diseño sísmico), por lo que tanto para la estructura tipo U-1 y U-2 se empleará un factor de comportamiento sísmico  $Q=2$  en ambos sentidos.

### **4.4.6 Obtención del factor por irregularidad**

Revisando los requisitos de regularidad según el reglamento CAPFCE se encontró lo siguiente:

- a) La Estructura U-1 no cumple con la relación ancho-largo a nivel de la base, por lo que la ordenada espectral debe dividirse entre 0.8, produciendo un valor mayor en la aceleración.
- b) La estructura tipo U-2 además de no cumplir con el inciso anterior, presenta una abertura en su entrepiso (para alojar a las escaleras) cuya dimensión excede 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura, por lo que la ordenada espectral debe dividirse entre 0.8, produciendo también un valor mayor en la aceleración.

### **4.4.7 Efectos de segundo orden**

Los efectos de segundo orden también se consideraron en el análisis estructural en la matriz de rigidez. Las normas indican que para el diseño de columnas debe incluirse ya sea en el mismo análisis o bien, debe adicionarse haciendo uso de expresiones establecidas en las normas.

### **4.4.8 Interacción suelo-estructura**

Estos efectos quedan fuera del alcance de esta investigación.

### **4.4.9 Excentricidad de diseño**

La falta de diafragmas horizontales rígidos produce que las fuerzas de inercia los cortantes de entrepiso no se distribuyan entre los distintos elementos resistentes, en forma proporcional a estos; también puede ocasionar la distorsión de la estructura en planta e invalidar la hipótesis de que las fuerzas sísmicas actuantes en cualquier dirección pueden descomponerse en fuerzas aplicadas sobre los sistemas ortogonales resistentes de la estructura. No aplica la excentricidad de diseño propuesta por las NTCDS-2004 para el caso del análisis dinámico modal espectral por no contar un diafragma horizontal rígido.

Por lo anterior, empleando el programa ETABS se aplicará el sistema de cargas para condición gravitación empleando carga viva reducida al modelo, mismas que serán transformadas en forma interna por el programa en masas aplicadas y distribuidas en los marcos, que al aplicar el espectro de diseño se transformará en cortante según el periodo de la estructura. Internamente el programa calcula la posición de la resultante de masas. Se consideraran tanto los modos traslacionales como el rotacional.

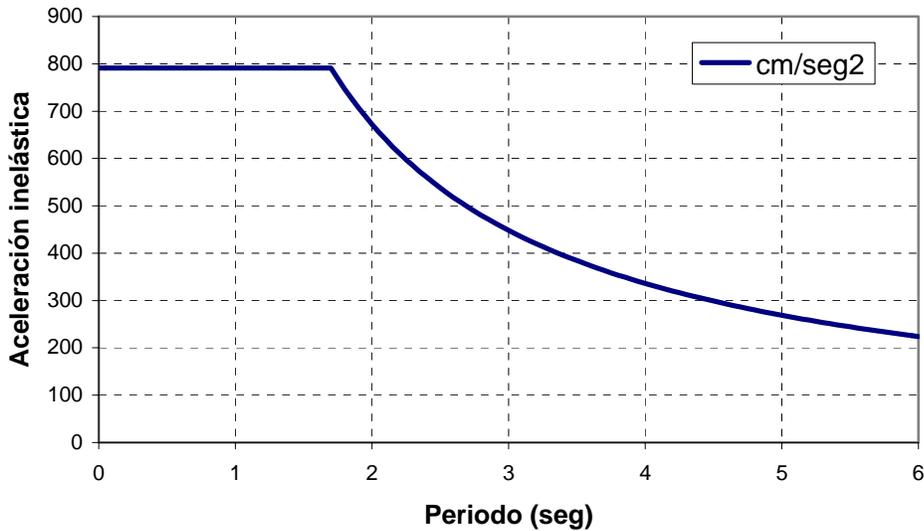
A pesar de que se modelarán las losas, no influirán en la rigidez lateral de la estructura, sino que solamente servirá para que el programa haga una distribución de cargas hacia los marcos según el

área tributaria correspondiente. Se suprime el comando “Encadenar nodos” para evitar el diafragma rígido.

**4.4.10 Espectro de diseño**

Empleando el espectro de diseño del reglamento CAPFCE ya afectado por ductilidad, se obtiene la *gráfica 4.4.10*

**Espectro inelástico de diseño**



*Tabla 4.4.10 Espectro inelástico de diseño para estructura U-1 y U-2.*

**4.4.11 Condiciones de carga y combinaciones**

*Tabla 4.4.9.11 Condiciones de carga y combinaciones a emplear.*

Condición	Combinación	Revisión	Descripción
1			PP
2			CM
3			CV
4			CVR
			Sx
			Sy
	1	Distorsiones y flechas	1.0(PP+CM+CV)
	2	Distorsiones y flechas	1.0(PP+CM+CVR+Sx+0.30Sy)
	3	Distorsiones y flechas	1.0(PP+CM+CVR+0.30Sx+Sy)
	4	Diseño por resistencia	1.5(PP+CM+CV)
	5	Diseño por resistencia	1.1(PP+CM+CVR+Sx+0.30Sy)
	6	Diseño por resistencia	1.1(PP+CM+CVR+0.30Sx+Sy)

PP Es el peso propio de la estructura  
 CM Carga muerta adicional que opera sobre la losa y vigas

CV Carga viva máxima  
 CVR Carga viva reducida o instantánea

### CAPÍTULO 5

#### COMPORTAMIENTO ANTE ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO

##### 5.1 Resumen de resultados estructuras tipo U-1 y U-2

A continuación se presentan los resultados más sobresalientes del análisis elástico modal espectral.

##### 5.1.1 Distorsiones de entrepiso y periodo fundamental

En la *tabla 5.1.1.1* y *5.1.1.2* se escriben los valores obtenidos del análisis de cada una de las estructuras tipo.

##### Estructura U-1

Para esta estructura se encontró que ante combinaciones accidentales no satisface los requerimientos de distorsión máxima de entrepiso. También se puede observar que su periodo fundamental en dirección (*X*) es inferior a 1 segundo de duración. Estas estructuras presentan desplazamientos muy considerables. La estructura U-1 en su dirección longitudinal (*X*) alcanza una distorsión casi 3 veces mayor que la permitida, *ver tabla 5.1.1.1* y en su dirección transversal (*Y*) su distorsión es 1.2 veces superior a la permitida. Estas estructuras muestran, por lo tanto, un comportamiento flexible dentro de su rango elástico y requiere de un reforzamiento adecuado para limitar en primera instancia sus desplazamientos en ambos sentidos.

##### Estructura tipo U-2

Para el caso de la estructura tipo U-2 se realizaron dos modelos para conocer el comportamiento de la rigidez lateral de la estructura. En el primer análisis no se considero ninguna diagonal equivalente que simulara la aportación de la rigidez lateral de los muros de concreto, con lo que se conocerían los desplazamientos máximos que se podría alcanzar solo en caso del colapso de los muros de concreto. En el segundo se modelaron los muros con una diagonal equivalente en un sentido para que trabaje como puntal a compresión.

- a) Sin diagonal equivalente
- b) Una diagonal equivalente por muro

Como se puede observar en las tablas, cuando la estructura se encuentra con sus muros colapsados, el periodo fundamental en ese sentido es casi de 1 segundo, esto nos indica que no puede haber disminución en el cortante sísmico en el primer modo ya que el espectro de respuesta tiene su ordenada de aceleraciones con un valor constante y máximo de 0.806 (reducido) comprendido entre los periodos característicos de la meseta  $T_a = 0$  y  $T_b = 1.70$  seg.

En el otro caso se observa que, con una diagonal por muro en una dirección, el periodo fundamental disminuye. Las diagonales equivalentes participan como elementos armadura a

## 5. Comportamiento ante análisis dinámico elástico

compresión y la matriz de rigidez global los considera como elementos elásticos que impiden el desplazamiento de los marcos independientemente de las condiciones de carga.

Se observa que tanto en el modelo sin diagonal equivalente como cuando se modela dicha diagonal, no cumple con los requerimientos de distorsión de entrepiso. La estructura U-2, considerando los muros estructurales, presenta una distorsión máxima en su dirección transversal (Y) 3 veces mayores a las estipuladas, *figura 5.1.1.2*

*Tabla 5.1.1.1 Distorsiones de entrepiso y periodo fundamental para la estructura tipo U-1*

Sismo dirección	Marco dirección	Distorsión	Referencia
Sx	X <sub>1</sub>	0.0341	0.012
	Y <sub>1</sub>	0.0044	0.012
Sy	X <sub>1</sub>	0.0126	0.012
	Y <sub>1</sub>	0.0146	0.012

Periodo fundamental	
Dirección	T (seg)
X <sub>1</sub>	0.527
Y <sub>1</sub>	0.316
φ <sub>1</sub>	0.325

*Tabla 5.1.1.2 Distorsiones de entrepiso y periodo fundamental para la estructura tipo U-2*

Sin diagonal equivalente				Con diagonal equivalente			
Sismo dirección	Marco dirección	Distorsión	Referencia	Sismo dirección	Marco dirección	Distorsión	Referencia
Sx	X <sub>2</sub>	0.0606	0.012	Sx	X <sub>2</sub>	0.0061	0.006
	X <sub>1</sub>	0.1025	0.012		X <sub>1</sub>	0.0067	0.006
	Y <sub>2</sub>	0.0116	0.012		Y <sub>2</sub>	0.0095	0.012
	Y <sub>1</sub>	0.0149	0.012		Y <sub>1</sub>	0.0109	0.012
Sy	X <sub>2</sub>	0.0222	0.012	Sy	X <sub>2</sub>	0.0022	0.006
	X <sub>1</sub>	0.0345	0.012		X <sub>1</sub>	0.0026	0.006
	Y <sub>2</sub>	0.0352	0.012		Y <sub>2</sub>	0.0268	0.012
	Y <sub>1</sub>	0.0430	0.012		Y <sub>1</sub>	0.0322	0.012

Periodo fundamental			
Sin diagonal equivalente		Con diagonal equivalente	
Dirección	T (seg)	Dirección	T (seg)
X <sub>1</sub>	0.992	X <sub>1</sub>	0.269
Y <sub>1</sub>	0.569	Y <sub>1</sub>	0.573
φ <sub>1</sub>	0.574	φ <sub>1</sub>	0.477

## 5. Comportamiento ante análisis dinámico elástico

### 5.1.2 Revisión del cortante basal dinámico

En apego a las normas CAPFCE, se revisó que el cortante basal obtenido con el análisis dinámico cumple al menos con el 80% del cortante basal obtenido con el método estático empleando el periodo fundamental de la estructura, es decir en función de la ordenada espectral máxima y el periodo predominante de la estructura. Ver *tabla 5.1.2*

Tabla 5.1.2 Cortante basal dinámico en estructuras U-1 y U-2

Estructura tipo	V dinámico (Ton)		$0.8a \frac{W_o}{Q'}$
	Dirección		
	X	Y	
U-1	174	168	139
U-2	479	486	423

### 5.2 Resistencia de los marcos

Considerando todos los resultados del análisis estructural, y empleando el modelo con diagonal equivalente, solo para U-2, se obtuvieron los elementos mecánicos para revisar las columnas, vigas y muros.

En las tablas anexas se revisaron los elementos estructurales que presentaban los mayores elementos mecánicos, en consecuencia, los esfuerzos más críticos. En las *figuras 4.4.1.1 y 4.4.1.2* se localizan las etiquetas con las que se identifican los miembros estructurales.

Las combinaciones que se emplearon para revisar los marcos y muros estructurales se encuentran en la *tabla 4.4.11*

A continuación se comenta en forma sintetizada el comportamiento elástico de los elementos estructurales.

#### 5.2.1 Tipos de secciones

Según las NTCM 2004, las secciones estructurales se clasifican en cuatro tipos en función de las relaciones ancho/grueso máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión axial, en compresión debida a flexión, en flexión o en flexocompresión. Se describen solo 2, las que se determinaron para esta revisión, ver *tabla 4.4.5*

*Sección tipo 1* (secciones para diseño plástico y para diseño sísmico con factores  $Q$  de de 3 o 4) pueden alcanzar el momento plástico en vigas, y el momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, y conservarlo durante las rotaciones inelásticas necesarias para la redistribución de momentos en la estructura, y para desarrollar las ductilidades adoptadas en el diseño de estructuras construidas en zonas sísmicas

*Sección tipo 2* (secciones compactas, para diseño plástico y para diseño sísmico con factores  $Q$  no mayores de 2) pueden alcanzar el momento plástico como las secciones tipo 1, pero no tienen

## **5. Comportamiento ante análisis dinámico elástico**

una capacidad de rotación inelástica limitada, aunque suficiente para ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente, bajo cargas predominantemente estáticas, y en zonas sísmicas, con factores de comportamiento reducidos.

### ***5.2.2 Construcción compuesta***

Son miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto reforzado, o con recubrimientos o rellenos de este material

En el diseño original se ha diseñado para que las vigas transversales de acero que soportan el sistema de piso puedan trabajar interconectados con la misma losa, de manera que los dos materiales trabajen en conjunto formando geoméricamente una sección “T”.

Esta interconexión se logra a través de pernos o conectores que transmiten el flujo de cortantes a lo largo de los elementos estructurales horizontales que los contienen.

En función de las hipótesis de diseño para construcción compuesta (concreto en zonas de compresión con un valor de  $f' = 0.85f'_c$ , resistencia del concreto a tensión nulo y equilibrio entre fuerzas de tensión y compresión) y conectores de cortante, se pueden tener 2 tipos de construcción compuesta:

*Construcción compuesta completa*, cuando el número y la resistencia de los conectores de cortante son suficientes para desarrollar la resistencia máxima la flexión de la sección compuesta. En este caso, al calcular distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que no hay deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

*Construcción compuesta parcial*, cuando la resistencia de los conectores es menor que la necesaria para la construcción compuesta completa, son los conectores los que gobiernan la resistencia a la flexión de la viga. En este caso, al calcular distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone se supone que hay pequeñas deformaciones que producen deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

### ***5.2.3 Revisión y comportamiento de estructuras tipo U-1 y U-2***

Se presenta a continuación las *tablas 5.2.3 a 5.2.4* en las que en forma sintetizada se muestran los resultados de la revisión hecha a los elementos estructurales, así como a las conexiones de los marcos rígidos. Se omiten expresiones matemáticas que aunque son necesarias para el desarrollo de los cálculos, no muestran el resultado en forma concreta por cada revisión efectuada.

En estas tablas se indica que elemento se trata con su respectiva etiqueta (ver planta en *figura 4.4.1.1 y 4.4.1.2*), el tipo de revisión, la descripción y la formula a usar. Finalmente en la última columna se indica si el elemento en cuestión cumple o no con los requerimientos establecidos en las normas. Para nomenclatura y formulas adicionales ver *referencia 11*.

## 5. Comportamiento ante análisis dinámico elástico

Tabla 5.2.3a Revisión columna estructura U-1

Elemento	Revisión	Descripción	Unidad	Formula	Valor		Estado	
					Disponible	Referencia		
Columna	Tipo de sección: 1	Ver tabla 4.4.4						
C35	Flexo-compresión	Relación rigidez		$G = \frac{\sum \frac{I}{L} \text{ columnas}}{\sum \frac{I}{L} \text{ vigas}}$	Gx=3.38 Gy=0.23	---	---	
		Factor longitud efectiva		Kx, trasl. impedida Ky, trasl. impedida	0.83 1.60	> >	0.5 1.0	
		Factor de amplificación		$\beta_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{FRPE}}$	$\beta_x=1$ $\beta_y=1$	>= >=	1.0 1.0	
		Momento de diseño	Ton-m	$M_{uo} = M_{ti} + M_{tp}$			<u>Comb. grav</u> $M_{uox1}=2.04$ $M_{uox2}=3.21$ $M_{uoy1}=0.01$ $M_{uoy2}=0.01$ <u>Comb. acc.(X)</u> $M_{uox1}=6.23$ $M_{uox2}=4.43$ $M_{uoy1}=13.09$ $M_{uoy2}=8.45$	
		Momento de diseño amplificado	Ton-m	$M_{uo*} = \beta_1(M_{ti} + M_{tp})$			<u>Comb. grav</u> $M_{uox}^*=3.21$ $M_{uoy}^*=0.01$ <u>Comb. acc.(X)</u> $M_{uox}^*=6.23$ $M_{uoy}^*=13.09$	
		Fuerza axial de diseño	Ton	$P_u$			<u>Comb. grav</u> $P_u=11.13$ <u>Comb. acc.</u> $P_u=15.31$	
		Momento resistente	Ton-m	$M_R = F_R Z F_Y$	$M_{Rx}=14.63$ $M_{Ry}=8.15$ $M_m=14.63$			
		Fuerza axial resistente	Ton	$P_y = F_R A F_y$	163.92			
		Resistencia de diseño en compresión	Ton	$R_c = \frac{F_R F_y A_t}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}}$	157.42			
		Sección extrema		$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_{uox}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}}{M_{Ry}}$	<u>Comb grav</u> $Ext_1 = 0.24 <$ $Ext_2 = 0.32 <$ <u>Comb acc</u> $Ext_1 = 2.12 >$ $Ext_2 = 1.43 >$	1.0 1.0	Cumple Cumple	
		Columna completa		$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{M_{Ry}}$	<u>Comb. grav</u> $0.33 <$ <u>Comb. acc</u> $2.15 >$	1.0 1.0	Cumple No	
	Cortante	Cortante diseño	Ton	$V_R = F_R 0.66 F_y A_a$	$V_{Rx}=23.08$ $V_{Ry}=72.14$	> >	2.91 10.63	Cumple Cumple

## 5. Comportamiento ante análisis dinámico elástico

*Tabla 5.2.3b Revisión viga transversal estructura U-1*

Elemento	Revisión	Descripción	Unidad	Formula	Valor		Estado
					Disponible	Referencia	
Viga	Tipo de sección: 1	Ver <i>tabla 4.4.4</i>					
B81	Tipo de construcción M. positivo	Cortante horizontal de diseño	Ton	$V = 0.85 f'_c A_c$ $V = A_s F_y$ rige		340.0 176.9	
		Cortante horizontal resistente	Ton	$\sum Q_n = n A_{sc} \sqrt{f'_c E_c}$ $\leq A_{sc} F_u$		Comb. grav 42.4 Comb. acc. 30.2	
		Requisito		$\frac{\sum Q_n}{0.85 b_e f'_c} \geq 0.40$ $\frac{\sum Q_n}{A_s F_y} \geq 0.40$	0.13 rige < 0.24 <	0.40 0.40	Construc. compuesta parcial
	Flexión momento positivo	Momento resistente	Ton-m	$M_{Rc} = F_R (C_r e + C_r' e')$		Comb. grav 34.5 > Comb. acc. 25.1 >	10.5 9.7 Cumple Cumple
	Flexión momento negativo	Momento resistente	Ton-m	$F_R M_p \leq F_R (1.5 M_y)$	11.0 > <	Comb. grav 9.27 Comb. acc. 19.4	Cumple No
	Cortante	Cortante resistente	Ton	$V_R = F_R 0.66 F_y A_a$	52.9 > >	Comb. grav 10.5 Comb. acc. 10.67	Cumple Cumple
	Deflexión	Flecha actuante	cm	$\delta = \frac{\epsilon_j A_c L^2 Y}{8 n I_{tr}} + \frac{w L^4}{384 E I}$	1.81 <	L/240+0.5=3.8	Cumple

*Tabla 5.2.3c Revisión viga longitudinal estructura U-1*

Elemento	Revisión	Descripción	Unidad	Formula	Valor		Estado
					Disponible	Referencia	
Viga	Tipo de sección: 2	Ver <i>tabla 4.4.4</i>					
B90	Flexión	Momento positivo resistente	Ton-m	$F_R M_p \leq F_R (1.5 M_y)$	5.8 > <	Comb. grav 0.1 Comb. acc. 7.6	Cumple No
		Momento negativo resistente	Ton-m	$F_R M_p \leq F_R (1.5 M_y)$	5.8 > <	Comb. grav 0.1 Comb. acc. 9.9	Cumple No
	Cortante	Cortante resistente	Ton	$V_R = F_R 0.66 F_y A_a$	13.4 > >	Comb. grav 0.1 Comb. acc. 5.7	Cumple Cumple
	Deflexión	Flecha actuante	cm	$\delta = \frac{w L^4}{384 E I}$	0.1 <	L/240+0.5=1.8	Cumple

## 5. Comportamiento ante análisis dinámico elástico

*Tabla 5.2.3d Revisión de conexiones estructura U-1*

Elemento	Revisión	Descripción	Unidad	Formula	Valor		Estado
					Disponible	Referencia	
Dado Columna C35	Aplastam.	Esfuerzo resistente	Kg/cm2	$F_p = 0.35 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$	108	Comb. grav 56 Comb. acc. 76	Cumple <sup>a</sup>
Placa base Columna C35	Flexión	Esfuerzo resistente	Kg/cm2	$F_b = F_R F_y$	2275	Comb. grav 108 Comb. acc. 508	Cumple <sup>a</sup>
Anclas Columna C35	Tensión	Tensión resistente	Ton	$R_T = F_R A_t F_y$	13.0	12.9	Cumple <sup>b</sup>
	Cortante	Cortante resistente	Ton	$V_R = F_R 0.66 F_y A_a$	17.1	Comb. grav 2.1 Comb. acc. 10.6	Cumple <sup>a</sup>
Conexión Superior columna C35	Cortante debido a flexión	Cortante resistente	Ton	$V_R = F_R 0.60 F_y e \text{Sen} 45^\circ L$	33.7	32.2	Cumple <sup>b</sup>
Atiesador int. Viga transver.	Compresión.	Capacidad resistente	Ton	$R_R = F_R (5K + N) F_{yta}$	95.6	95.6	Cumple <sup>b</sup>
Conexión Viga Longitud.	Cortante Debido a flexión	Cortante resistente	Ton	$V_R = F_R 0.60 F_y e \text{Sen} 45^\circ L$	30.7	27.5	Cumple <sup>b</sup>

<sup>a</sup> La carga demandada fue obtenida con los elementos mecánicos de los marcos.

<sup>b</sup> La carga demandada fue obtenida como resistencia máxima de la sección.

### ❖ Columnas Ver tabla 5.2.3a

- a) Dada la relación ancho/grueso máxima de las placas de la sección transversal, se clasificó como sección tipo 1. Por esta razón las columnas pueden alcanzar el momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, y conservarlo durante las rotaciones inelásticas necesarias para la redistribución de momentos en la estructura
- b) Con las cargas y la esbeltez de la columna más crítica, el factor de amplificación  $\beta_1$  calculado, fue inferior a la unidad, por lo que no hubo una amplificación adicional para los momentos de traslación impedida y permitida para la revisión de la columna completa.
- c) Para la combinación gravitacional el esfuerzo a flexocompresión máximo demandado alrededor de su eje de menor inercia fue del 33% de su capacidad, lo que indica una demanda moderada de la resistencia disponible.
- d) Se revisaron las columnas tanto en sus secciones extremas como la columna completa. En la mayoría de los casos se concluye que la sección de la columna es incapaz de resistir los esfuerzos combinados ante las cargas accidentales. Hubo algunas columnas que les demandó el 200% su capacidad resistente ante esfuerzo de flexocompresión alrededor de su eje de menor inercia.
- e) En la revisión por cortante, la demanda fue muy inferior al esfuerzo admisible de la sección, en ningún caso las columnas emplearon más del 20% de su capacidad.
- f) La falla de las columnas es por esfuerzos combinados (flexocompresión) ante sollicitación accidental.

### ❖ Vigas transversales *Ver tabla 5.2.3b*

- a) Empleando las expresiones de las NTCM-2004 se encuentra que la sección transversal de las vigas trabaja como construcción compuesta parcial, que como se describió anteriormente, la resistencia de los conectores es menor que la necesaria para la construcción compuesta completa, los conectores gobiernan la resistencia a la flexión de la viga. Debido a esto existen pequeñas deformaciones que producen deslizamiento entre la losa y el perfil de acero. Por lo tanto se justifica el diafragma flexible
- b) Para la combinación gravitacional, la viga tiene la suficiente capacidad para resistir esta acción empleando cerca del 83% de su capacidad en su sección más esforzada a flexión (momento negativo).
- c) En cuanto a la combinación accidental se puede observar que para momento negativo la sección llaga a trabajar al 174% en su condición crítica. Este esfuerzo es debido a que se tenía diseñada como construcción compuesta total.
- d) En la revisión por cortante la sección emplea menos del 20% de su capacidad.
- e) Al revisar su flecha en sus condiciones de servicio, cumple con este requisito. Según las NTCM, el concreto del patín en compresión formado por la losa se contrae, produciendo una flecha adicional que es más del doble que la que se obtiene con las formulas para el cálculo de deflexiones.

### ❖ Viga Longitudinal *Ver tabla 5.2.3c*

- a) Empleando las NTCM-2004 se encuentra que la sección es tipo 2 y pueden alcanzar el momento plástico como las secciones tipo 1, pero no tienen una capacidad de rotación inelástica limitada.
- b) Ante combinación gravitacional, en estas vigas no existe esfuerzo por flexión, esto es debido a que la losa dada su relación largo/ancho  $> 2$  se encuentra apoyada sobre los marcos transversales, además por ser losa de azotea no existen cargas lineales debidas a muros o pretilas.
- c) Para la combinación accidental no se cumplen con los requerimientos por resistencia a flexión a momento positivo y negativo, siendo este último el que presenta un esfuerzo de 170% de la capacidad resistente.
- d) Para el esfuerzo cortante actuante la sección se encuentra trabajando máximo al 42% de su capacidad resistente.
- e) La flecha ocasionada por las cargas de servicio es inferior a la deflexión permitida. No existe una deformación adicional por contracción del concreto por no tratarse de una construcción compuesta.

### ❖ Conexiones *Ver tabla 5.2.3d*

Siguiendo el criterio de que las conexiones deben tener por lo menos la misma resistencia que los extremos de los miembros estructurales, se revisó que en ningún caso las conexiones tienen una resistencia menor que la de las secciones transversales a conectar, por lo que se garantiza que ninguna conexión falla antes que el elemento a conectar.

## 5. Comportamiento ante análisis dinámico elástico

*Tabla 5.2.4a Revisión columna estructura planta baja U-2*

Elemento	Revisión	Descripción	Unidad	Formula	Valor		Estado
					Disponible	Referencia	
Columna	Tipo de sección: 1	Ver tabla 4.4.4					
C35	Flexo-compresión	Relación rigidez		$G = \frac{\sum \frac{I}{L} \text{ columnas}}{\sum \frac{I}{L} \text{ vigas}}$	Gx=4.06 Gy=0.47	---	---
		Factor longitud efectiva		Kx, trasl. impedida Kx, tras. impedida Ky, trasl. impedida Ky, trasl. impedida	0.85 > 1.70 > 0.72 > 1.20 >	0.5 1.0 0.5 1.0	Cumple
		Factor de amplificación		$\beta_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{FRPE}}$	$\beta_x=1 \geq$ $\beta_y=1 \geq$	1.0 1.0	Cumple
		Momento de diseño	Ton-m	$M_{uo} = M_{ti} + M_{tp}$		<u>Comb. grav</u> $M_{uox1}=2.91$ $M_{uox2}=3.47$ $M_{uoy1}=0.20$ $M_{uoy2}=0.12$ <u>Comb. acc.(Y)</u> $M_{uox1}=39.38$ $M_{uox2}=19.51$ $M_{uoy1}=0.98$ $M_{uoy2}=0.68$	
		Momento de diseño amplificado	Ton-m	$M_{uo*} = \beta_1(M_{ti} + M_{tp})$		<u>Comb. Grav</u> $M_{uox}^*=3.47$ $M_{uoy}^*=0.20$ <u>Comb. acc.(Y)</u> $M_{uox}^*=39.38$ $M_{uoy}^*=0.98$	
		Fuerza axial de diseño	Ton	$P_u$		<u>Comb. grav</u> $P_u=44.64$ <u>Comb. acc.</u> $P_u=47.81$	
		Momento resistente	Ton-m	$M_R = F_R Z F_Y$	$M_{Rx}=14.63$ $M_{Ry}=8.15$ $M_m=14.63$		
		Fuerza axial resistente	Ton	$P_y = F_R A F_y$	163.92		
		Resistencia de diseño en compresión	Ton	$R_c = \frac{F_R F_y A_t}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}}$	145.58		
		Sección extrema		$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_{uox}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}}{M_{Ry}}$		<u>Comb grav</u> $Ext_1 = 0.50 <$ $Ext_2 = 0.52 <$ <u>Comb acc</u> $Ext_1 = 3.10 >$ $Ext_2 = 1.70 >$	Cumple Cumple No No
		Columna completa		$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{M_{Ry}}$		<u>Comb. grav</u> $0.55 <$ <u>Comb. acc</u> $3.14 >$	Cumple No
	Cortante	Cortante diseño	Ton	$V_R = F_R 0.66 F_y A_a$	$V_{Rx}=23.08 >$ $V_{Ry}=72.14 >$	0.58 22.29	Cumple Cumple

## 5. Comportamiento ante análisis dinámico elástico

*Tabla 5.2.4b Revisión viga transversales azotea estructura U-2*

Elemento	Revisión	Descripción	Unidad	Formula	Valor		Estado
					Disponible	Referencia	
Viga	Tipo de sección: 1	Ver tabla 4.4.4					
B7	Tipo de construcción M. positivo	Cortante horizontal de diseño	Ton	$V = 0.85 f'_{c} A_c$ $V = A_s F_y$ rige		340.0 176.9	
		Cortante horizontal resistente	Ton	$\sum Q_n = n A_{sc} \sqrt{f'_{c} E_c}$ $\leq A_{sc} F_u$	Comb. grav 42.4	Comb. acc. 30.2	
		Requisito		$\frac{\sum Q_n}{0.85 b_e f'_{c}} \geq 0.40$ $\frac{\sum Q_n}{A_s F_y} \geq 0.40$	0.18 rige <	0.40	Construc. compuesta parcial
	Flexión momento positivo	Momento resistente	Ton-m	$M_{Rc} = F_R (C_r e + C_r' e')$	Comb. grav 34.5 >	10.6	Cumple
					Comb. acc. 25.1 >	13.1	Cumple
	Flexión momento negativo	Momento resistente	Ton-m	$F_R M_p \leq F_R (1.5 M_y)$	> 11.0 <	Comb. grav 10.3 Comb. acc. 25.3	Cumple No
	Cortante	Cortante resistente	Ton	$V_R = F_R 0.66 F_y A_a$	> 52.9 >	Comb. grav 11.1 Comb. acc. 12.4	Cumple Cumple
	Deflexión	Flecha actuante	cm	$\delta = \frac{\epsilon I A_c L^2 Y}{8 n I_{tr}} + \frac{w L^4}{384 E I}$	1.81 <	L/240+0.5=3.8	Cumple

## 5. Comportamiento ante análisis dinámico elástico

*Tabla 5.2.4c Revisión viga transversales entrepiso estructura U-2*

Elemento	Revisión	Descripción	Unidad	Formula	Valor		Estado
					Disponible	Referencia	
Viga	Tipo de sección: 1	Ver <i>tabla 4.4.4</i>					
B3	Tipo de construcción M. positivo	Cortante horizontal de diseño	Ton	$V = 0.85 f'_c A_c$ $V = A_s F_y$ rige		340.0 176.9	
		Cortante horizontal resistente	Ton	$\sum Q_n = n A_{sc} \sqrt{f'_c E_c}$ $\leq A_s F_u$		<u>Comb. grav</u> 41.76 Comb. acc. 30.2	
		Requisito		$\frac{\sum Q_n}{0.85 b_e f'_c} \geq 0.40$ $\frac{\sum Q_n}{A_s F_y} \geq 0.40$	0.18 rige < 0.24 <	0.40 0.40	Construc. compuesta parcial
	Flexión momento positivo	Momento resistente	Ton-m	$M_{Rc} = F_R (C_r e + C_r' e')$		Comb. grav 42.5 > Comb. acc. 42.4 >	Cumple Cumple
	Flexión momento negativo	Momento resistente	Ton-m	$F_R M_p \leq F_R (1.5 M_y)$	33.1 > 33.1 <	Comb. grav 22.1 Comb. acc. 56.4	Cumple No
	Cortante	Cortante resistente	Ton	$V_R = F_R 0.66 F_y A_a$	86.5 > 86.5 >	Comb. grav 20.8 Comb. acc. 24.7	Cumple Cumple
	Deflexión	Flecha actuante	cm	$\delta = \frac{\epsilon_j A_c L^2 Y}{8 n I_{tr}} + \frac{w L^4}{384 E I}$	2.55 <	L/240+0.5=3.8	Cumple

*Tabla 5.2.4d Revisión viga longitudinal entrepiso estructura U-2*

Elemento	Revisión	Descripción	Unidad	Formula	Valor		Estado
					Disponible	Referencia	
Viga	Tipo de sección: 2	Ver <i>tabla 4.4.4</i>					
B26	Flexión	Momento positivo resistente	Ton-m	$F_R M_p \leq F_R (1.5 M_y)$	5.8 > 5.8 <	Comb. grav 0.2 Comb. acc. 0.88	Cumple No
		Momento negativo resistente	Ton-m	$F_R M_p \leq F_R (1.5 M_y)$	5.8 > 5.8 >	Comb. grav 0.4 Comb. acc. 1.8	Cumple Cumple
	Cortante	Cortante resistente	Ton	$V_R = F_R 0.66 F_y A_a$	13.4 > 13.4 >	Comb. grav 0.9 Comb. acc. 1.6	Cumple Cumple
	Deflexión	Flecha actuante	cm	$\delta = \frac{w L^4}{384 E I}$	0.1 <	L/240+0.5=1.8	Cumple

## 5. Comportamiento ante análisis dinámico elástico

*Tabla 5.2.4e Revisión de conexiones estructura U-2*

Elemento	Revisión	Descripción	Unidad	Formula	Valor		Estado
					Disponible	Referencia	
Dado Columna C12	Aplastam.	Esfuerzo resistente	Kg/cm2	$F_p = 0.35 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$	108	Comb. grav 90 Comb. acc. 105	Cumple <sup>a</sup>
Placa base Columna C12	Flexión	Esfuerzo resistente	Kg/cm2	$F_b = F_R F_y$	2275	Comb. grav 63 Comb. acc. 196	Cumple <sup>a</sup>
Anclas Columna C12	Tensión	Tensión resistente	Ton	$R_T = F_R A_t F_y$	13.0	12.9	Cumple <sup>b</sup>
	Cortante	Cortante resistente	Ton	$V_R = F_R 0.66 F_y A_a$	22.9	Comb. grav 2.5 Comb. acc. 22.3	Cumple <sup>a</sup>
Conexión Superior columna C12	Cortante debido a flexión	Cortante resistente	Ton	$V_R = F_R 0.60 F_y e \text{Sen} 45^\circ L$	33.7	32.2	Cumple <sup>b</sup>
Atiesador int. Viga transver.	Compresión.	Capacidad resistente	Ton	$R_R = F_R (5K + N) F_{yta}$	95.6	95.6	Cumple <sup>b</sup>
Conexión Viga Longitud.	Cortante Debido a flexión	Cortante resistente	Ton	$V_R = F_R 0.60 F_y e \text{Sen} 45^\circ L$	30.7	27.5	Cumple <sup>b</sup>

<sup>a</sup> La carga demandada fue obtenida con los elementos mecánicos de los marcos.

<sup>b</sup> La carga demandada fue obtenida como resistencia máxima de la sección.

*Tabla 5.2.4f Revisión de muro de concreto estructura U-2*

Elemento	Revisión	Descripción	Unidad	Formula	Valor		Estado
					Disponible	Referencia	
Muro	Cortante	Cortante resistente	Ton	$V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} + \frac{F_R A F_y d}{s}$	52.3	141.2	No

### ❖ Columnas Ver tabla 5.2.4a

- a) Sección idéntica a estructura U-1 (sección tipo 1).
- b) Con las cargas y la esbeltez de la columna más crítica, el factor de amplificación  $\beta_1$  calculado, fue inferior a la unidad, por lo que no hubo una amplificación adicional para los momentos de traslación impedida y permitida para la revisión de la columna completa.
- c) Para la combinación gravitacional el esfuerzo a flexocompresión demandado máximo alrededor de su eje de mayor inercia fue del 50% de su capacidad, lo que indica una demanda moderada de la resistencia disponible.
- d) Se revisaron las columnas tanto en sus secciones extremas como la columna completa. En la mayoría de los casos se concluye que la sección de la columna es incapaz de resistir los esfuerzos combinados ante las cargas accidentales. Hubo algunas columnas que les demandó el 300% su capacidad resistente ante esfuerzo de flexocompresión alrededor de su eje de mayor inercia.

## **5. Comportamiento ante análisis dinámico elástico**

- e) En la revisión por cortante, la demanda fue muy inferior al esfuerzo admisible de la sección, en ningún caso las columnas emplearon más del 30% de su capacidad.
- f) La falla de las columnas es por esfuerzos combinados (flexocompresión) ante sollicitación accidental. Cabe indicar que las columnas que se encuentran enmarcando a los muros de concreto reciben una carga axial ante sollicitaciones gravitacionales y accidentales mayor que las columnas centrales, sin embargo estas columnas tienen la capacidad de diseño para resistirla, por eso no son las columnas críticas sino las centrales.

### ❖ Vigas transversales de azotea *Ver tabla 5.2.4b*

- a) Al revisar la forma en que trabajan estas vigas, se determinó como construcción compuesta parcial.
- b) Para la combinación gravitacional, la viga tiene la suficiente capacidad para resistir esta acción empleando cerca del 92% de su capacidad en su sección más esforzada a flexión (momento negativo).
- c) En cuanto a la combinación accidental se puede observar que para momento negativo la sección llega a emplear el doble de su capacidad para la condición crítica. Este esfuerzo es debido a que se tenía diseñada como construcción compuesta total.
- d) En la revisión por cortante la sección trabaja menos del 23% de su capacidad.
- e) La flecha en condiciones de servicio, cumple con este requisito, según las NTCM.

### ❖ Vigas transversales de entrepiso *Ver tabla 5.2.4c*

- a) Estas vigas funcionan como construcción compuesta parcial, por lo tanto es diafragma flexible.
- b) Para la combinación gravitacional, la viga tiene la suficiente capacidad para resistir esta acción empleando cerca del 70% de su capacidad en su sección más esforzada a flexión (momento negativo).
- c) En la combinación accidental se puede observar que para momento negativo la sección llega a emplear el 180% de su capacidad para la condición crítica. Este esfuerzo es debido a que se tenía diseñada como construcción compuesta total.
- d) Revisando por esfuerzo cortante, la sección emplea menos del 28% de su capacidad.
- e) La flecha en condiciones de servicio, cumple con este requisito, según las NTCM.

### ❖ Vigas longitudinales de entrepiso *Ver tabla 5.2.4d*

- a) Son idénticas a la de la estructura U-1 (sección tipo 2).
- b) Ante combinación gravitacional, en estas vigas existe esfuerzo por flexión producto de cargas lineales debidas a muros de la planta alta que genera que la sección se esfuerce solo el 10% de su capacidad resistente.
- c) Para la combinación accidental si cumplen con los requerimientos por resistencia a flexión a momento positivo y negativo, siendo este último el que presenta un esfuerzo de 30% de la capacidad resistente. A diferencia de la estructura U-1 que no cuenta con muros de concreto, la estructura U-2 en su dirección longitudinal disminuye sus momentos flexionantes por la restricción que ofrece tener muros de cortante.

## 5. Comportamiento ante análisis dinámico elástico

- d) Para el esfuerzo cortante actuante la sección se encuentra trabajando máximo al 12% de su capacidad resistente.
- e) La flecha ocasionada por las cargas de servicio es inferior a la deflexión permitida. No existe una deformación adicional por contracción del concreto por no tratarse de una construcción compuesta.

❖ Conexiones *Ver tabla 5.2.4e*

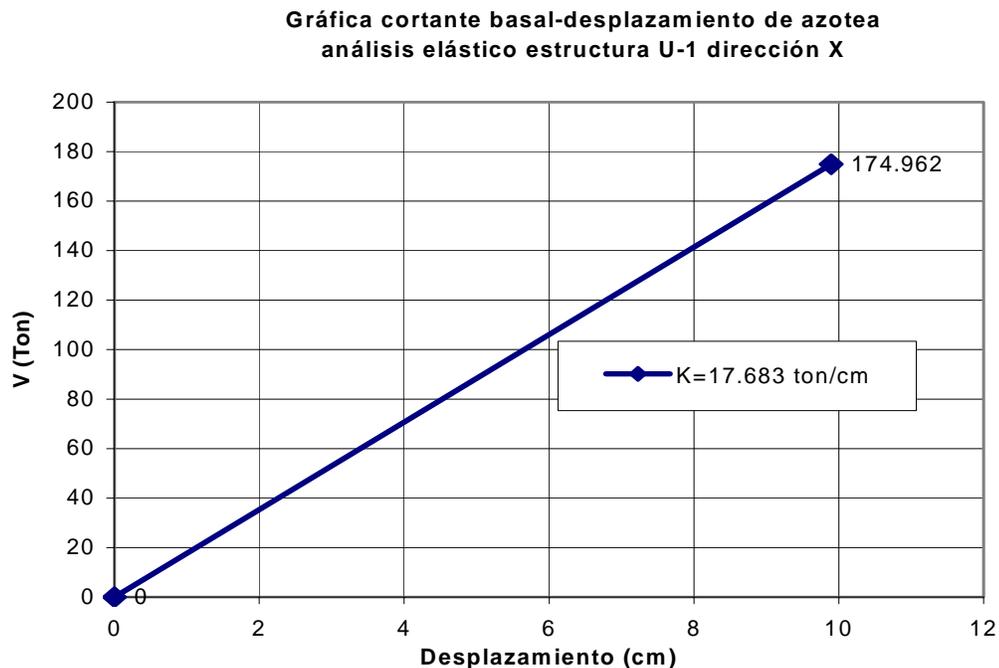
De la misma forma que en modelo U-1, las conexiones garantizan por lo menos la capacidad máxima de la sección del miembro estructural a conectar.

❖ Muro estructural *Ver tabla 5.2.4.f*

- a) El sistema de muros estructurales aporta el 94.8% de la rigidez lateral para la planta baja y 90.0% para la alta y por consiguiente casi la totalidad del cortante sísmico.
- b) Los muros fueron revisados empleando la componente horizontal del puntal a compresión. Los resultados que se obtuvieron no fueron satisfactorios, el cortante que actúa en dirección normal al muro sobrepasa más del doble de su capacidad resistente.

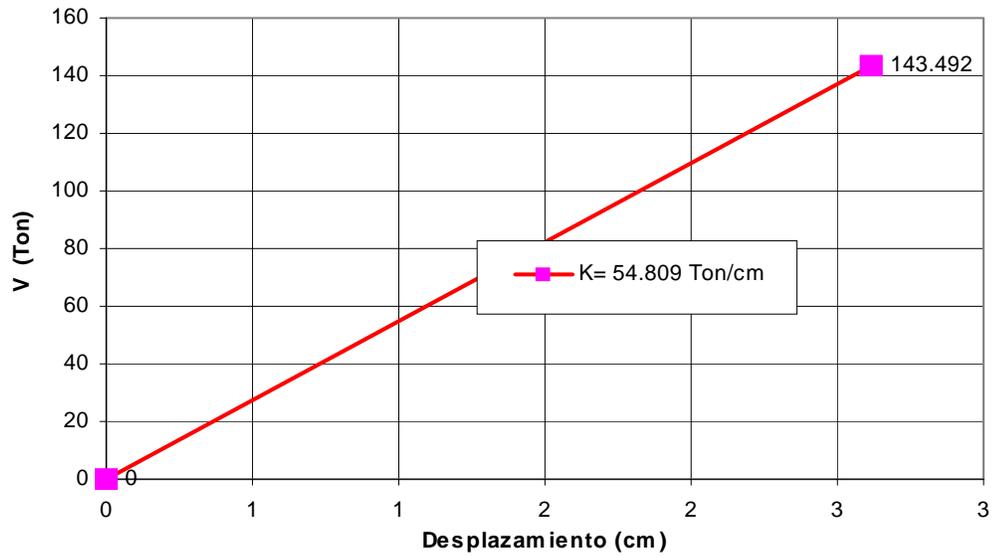
### 5.3 Rigidez global del sistema

Es de utilidad elaborar la grafica cortante basal contra desplazamiento máximo de azotea como una medida de la rigidez global del sistema en su rango elástico. *Ver gráficas 5.2.1 y 5.2.2*



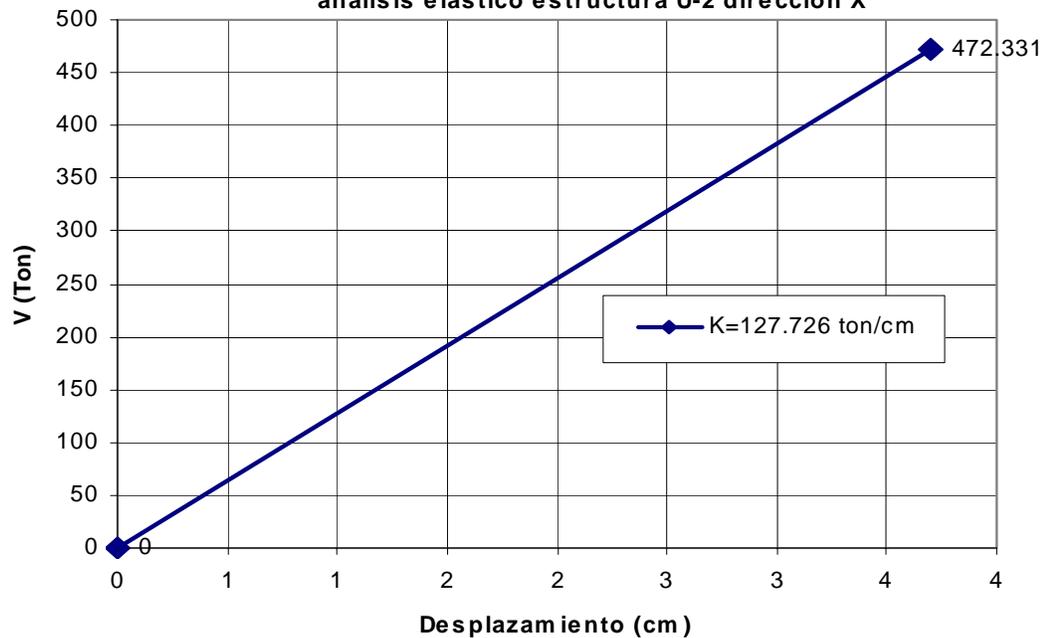
## 5. Comportamiento ante análisis dinámico elástico

Gráfica cortante basal-desplazamiento de azotea  
análisis elástico estructura U-1 dirección Y



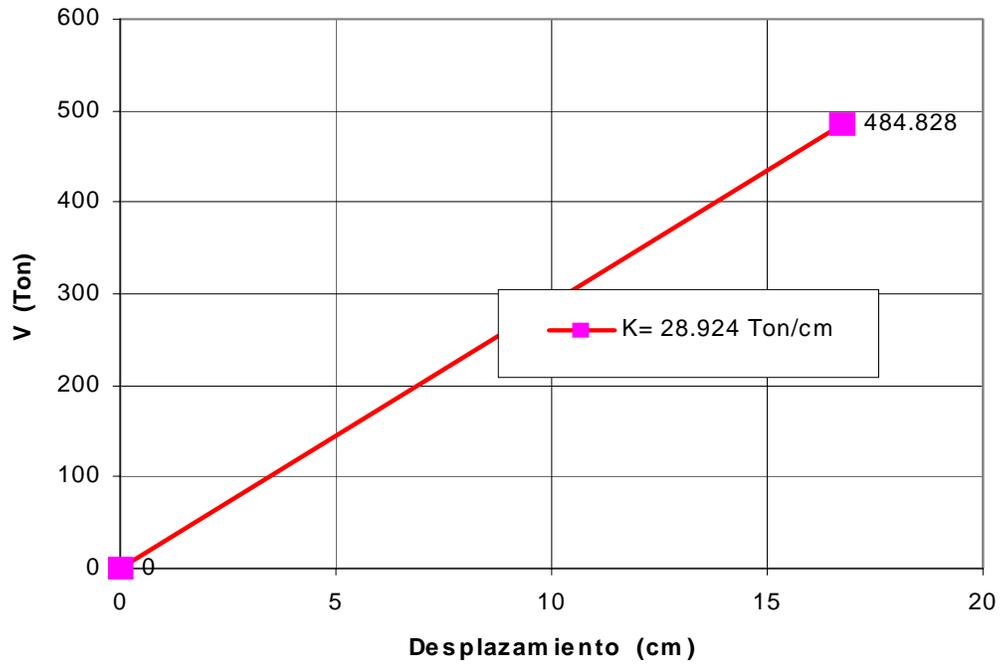
Gráficas 5.2.1 Cortante Basal-Desplazamiento Estructura U-1 dirección X y Y

Gráfica cortante basal-desplazamiento de azotea  
análisis elástico estructura U-2 dirección X



## 5. Comportamiento ante análisis dinámico elástico

Gráfica cortante basal-desplazamiento de azotea  
análisis elástico estructura U-2 dirección Y



Gráficas 5.2.2 Cortante Basal-Desplazamiento Estructura U-2 dirección X y Y

## ***CAPÍTULO 6***

### ***BASES PARA EL ANÁLISIS INELÁSTICO***

#### ***6.1 Introducción***

Los reglamentos admiten que el comportamiento de las estructuras rebase el intervalo lineal ante sismos moderados y severos, y se tengan incursiones importantes en zonas de comportamiento inelástico durante los cuales se puede disipar gran parte de la energía introducida por el sismo. Al proceder de esta manera se permite que las estructuras se diseñen para resistencias muy inferiores a las que requerirían si se les quisiera mantener en el intervalo elástico lineal.

Por lo anterior, es importante que la estructura tenga un comportamiento inelástico adecuado, para la cual debe poseer ante todo la habilidad de mantener su capacidad de carga para deformaciones muy superiores a la de fluencia.

En el presente capítulo se estudiará el comportamiento inelástico de las estructuras tipo U-1 y U-2 con el fin de estimar su capacidad ante cargas laterales y posibles modos de falla.

#### ***6.2 Breve descripción del programa Ruaumoko***

El programa de análisis elástico e inelástico Ruaumoko ha sido desarrollado para determinar la respuesta estática y dinámica de marcos de concreto reforzado y acero sujetos a excitaciones sísmicas.

Ruaumoko está diseñado para llevar a cabo el análisis de estructuras, en particular edificios y/o puentes sujetos a sismos y otras excitaciones dinámicas, incluyendo el modelado del sistema de apoyos en la base y para el estudio de excitaciones sísmicas entre edificios.

El modelado en este programa es similar al de un análisis elástico, requiere de la geometría de los marcos rígidos; de las propiedades de rigidez de las secciones iniciales (elásticas) y, según el modelo de histéresis, valores en puntos específicos de dichos modelos. Como datos de entrada también son necesarios: el sistema de cargas iniciales, masas nodales, tipo de análisis (paso a paso o “pushover”), amortiguamiento, número de modos a considerar, duración de cada paso, tiempo de la excitación (análisis paso a paso) etc.

El programa está desarrollado en lenguaje FORTRAN95. Además Ruaumoko utiliza el programa Dynaplot para procesar las gráficas en función del tiempo o bien en función de los desplazamientos y/o rotaciones y elementos mecánicos. También se pueden elaborar graficas de variables como la ductilidad, energía cinética, pero en el caso de este estudio las que se usarán tendrán que ver con desplazamientos, cargas y degradación de la rigidez.

Se enlista a continuación las ventajas y desventajas de este programa

Ventajas	Desventajas
Se puede modelar cualquier tipo de miembro estructural desde barras, placas, cascarones, resortes. Cualquier tipo de material puede ser representado solo con incluir sus propiedades de rigidez (modelos histeréticos)	Marcos planos (2D), no se puede considerar el modo de torsión ni resultante de efectos del sistema ortogonal. Se limita a tener máximo 2 materiales diferentes para un elemento determinado pero no indica de que forma se puede proporcionar las propiedades de cada uno de ellos.
Se puede incluir el amortiguamiento por modo, modelo trilineal, modelo de amortiguamiento proporcional o de Rayleigh Es factible modelar miembros con articulaciones plásticas. Rapidez al momento de efectuar el análisis debido a que se puede escalar el tiempo de cada paso (excepto en paso a paso)	No es factible modelar sección variable. El programa considera como una sección constante todo el miembro, por lo que solo importa las propiedades de los extremos. La no-linealidad geométrica (efecto P- $\delta$ ), no se ve reflejado en el resultado. No se pueden incluir sobre las barras un sistema de cargas uniformemente distribuido, cargas puntuales etc, sino que se tienen que calcular cortantes y momentos e incluirlos como cargas iniciales.
Genera resultados como formas modales, periodo efectivo (según la degradación de la rigidez), etc Pueden elaborarse gráficas como la del espectro de pseudos aceleraciones, ductilidad del sistema, cortante basal desplazamiento etc.	El modelar muros estructurales en forma de paneles es un proceso laborioso y complejo.

### 6.3 Descripción análisis pushover y paso a paso

El análisis de empuje lateral, (pushover), es un análisis estático y tiene como función estimar el comportamiento no lineal de la estructura en forma global o por elemento, es decir, saber como se comporta la estructura pasando por su rango elástico y su fluencia hasta que su capacidad de deformación se agote y se forme un mecanismo de colapso bajo una carga lateral monotónica creciente.

Esta carga estática está en función de las masas por nodo que se distribuyen a lo largo de cada entrepiso, así también de un factor de forma (shape) el cual determina la fracción de fuerza sísmica equivalente que le corresponde a cada uno de los nodos del entrepiso correspondiente. Para la obtención de las fuerzas sísmicas equivalentes se realizó un análisis previo empleando el análisis dinámico sin considerar la no-linealidad de la estructura con el espectro de diseño del reglamento CAPFCE. La carga monotónica creciente actúa simultáneamente con la carga gravitacional inicial. La carga gravitacional inicial nodal es la suma algebraica de la descarga del marco perpendicular al nodo del marco en estudio y a los elementos mecánicos que le corresponde a los elementos vigas. El empuje lateral no es reversible, solo se aplica hacia una dirección, por lo que no es cíclico el proceso. La velocidad de aplicación de esta carga es lenta, con lo cual se garantiza que la estructura se degradará paulatinamente que es la condición más desfavorable, por lo que, se empleará un factor para escalar este proceso. También el tiempo que dura cada paso, el número de interacciones y el tiempo total de la excitación son determinados por el usuario. Con este análisis se obtendrán los diagramas cortante basal-desplazamiento de azotea, mecanismo de colapso, periodo efectivo-Tiempo, así como la aceleración inelástica de la estructura.

El periodo efectivo es una propiedad dinámica del sistema y es el valor del periodo de la estructura en cada paso donde su la rigidez va degradando bajo la carga lateral.

El análisis paso a paso tiene como objetivo estimar la respuesta dinámica de la estructura ante una historia de cargas

El análisis dinámico paso a paso es un análisis donde la estructura experimenta un cierto nivel de degradación en cada lapso de tiempo que se ha estipulado a través de la interacción excitación dinámica-perdida de rigidez de la estructura. En este análisis no se emplea el factor de forma para determinar las fuerzas sísmicas equivalentes por nivel como en el caso estático sino que en función a las masas modales y factores de participación se van determinando. La excitación dinámica se induce a través de acelerogramas de sitio. Como las estructuras en estudio se encuentran en zona sísmica D de la República Mexicana se ha considerado un acelerograma del sismo costero de Acapulco con una magnitud de 8.0, una duración de 64.0 segundos en suelo blando. Es un sismo de colapso con el cual se pretende abarcar las estructuras ubicadas en zona D y así poder determinar su comportamiento no lineal. También la excitación dinámica interactúa con las cargas estáticas iniciales como en el “pushover”. En este caso no se puede escalar el proceso de cálculo debido a que se debe emplear siempre una escala natural para representar el fenómeno tal y como se presentará, por lo que el tiempo de cada paso, el factor para escalar y la duración de la excitación no se pueden manipular. Para este estudio se empleará dicho análisis para determinar las distorsiones de entrepiso y el cortante basal máximo que actúa sobre la estructura y de esta forma estimar el valor del coeficiente sísmico.

En ambos tipos de análisis, se asume que la estructura experimentará grandes desplazamientos que provocarán distorsiones de entrepiso superiores a los permisibles según se determinó en el análisis elástico, ya que los desplazamientos traslacionales sobrepasaron y por mucho las distorsiones de entrepiso permisibles.

### **6.4 Modelado estructuras tipo U-1 y U-2**

Se modelaron 2 marcos planos, uno por cada dirección y por cada estructura. Estos marcos a su vez incluyen cada uno de los marcos de los ejes estructurales y se interconectan a través de un elemento infinitamente rígido con el propósito de ligar a los marcos para que de esta forma el programa calcule la matriz de rigidez lateral como la suma algebraica de la rigidez de toda la estructura

Se emplean como en el análisis elástico las mismas restricciones de los grados de libertad para cada elemento y apoyos (ver *tabla 4.4.3*), así también, como se modeló en el análisis elástico, los muros de concreto se tienen que representar estructuralmente por diagonales equivalentes, considerando para su rigidez un modelo de histéresis trilineal.

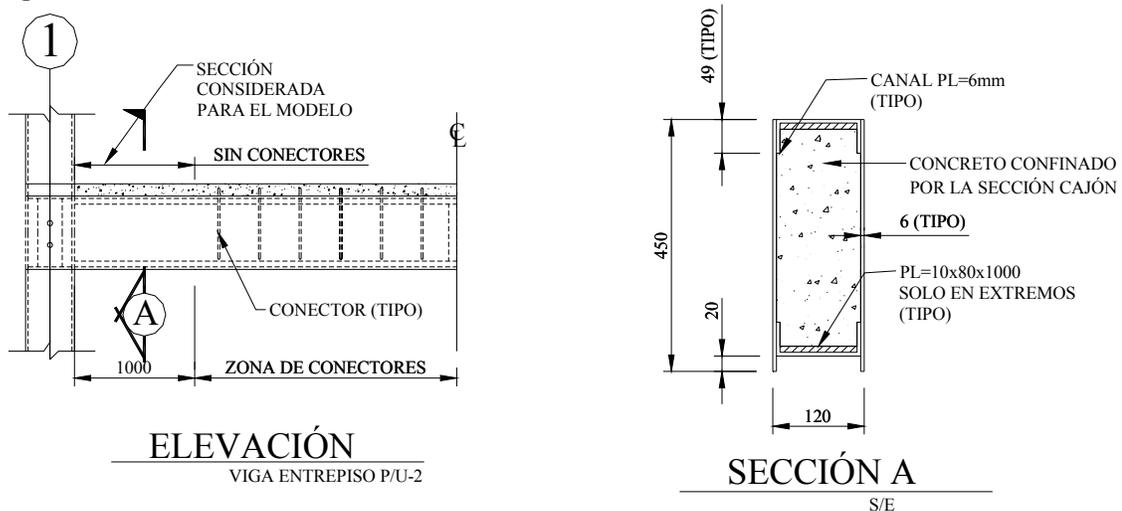
#### **6.4.1 Propiedades de las secciones**

Para el análisis no lineal, se calcula las propiedades geométricas, elásticas e inelásticas para determinar así su capacidad de deformación a distintos niveles de carga, es decir, la rigidez de las secciones en elementos viga y columna, por lo que se requiere calcular los diagramas momento-curvatura para las vigas y momento-carga axial en columnas.

## 6. Bases para el análisis inelástico

Una de las limitantes del programa Ruaumoko es que solo pueden considerarse las propiedades geométricas y elásticas de las secciones extremas de vigas y columnas donde es factible la formación de articulaciones plásticas, por lo que no es posible considerar las secciones centrales de las barras, que en el caso de la construcción compuesta parcialmente, esto contribuiría a un comportamiento más cercano a lo que realmente sucede.

Como se describió en el análisis elástico, las vigas transversales, se ha determinado que a momento negativo el concreto del patín de la losa está agrietado completamente y que no existe aportación del acero de refuerzo al no contar con conectores en sus extremos que transmitan el flujo de cortante. A momento positivo en sus extremos, pese a que el concreto del patín de la losa podría influir para incrementar su rigidez y resistencia, se ha descartado tal posibilidad dado que no existen dichos conectores de cortante en zonas factibles de articulación plástica. Por lo anterior solo se ha modelado como una sección en cajón rellena de concreto (sección compuesta) ver *figura 6.4.1* (aplica en vigas de azotea y entrepiso). Para las propiedades geométricas se realizó un procedimiento análogo al del análisis elástico solo que en este caso se transformaron las propiedades del concreto a acero estructural.



*figura 6.4.1 Secciones extremas modeladas en vigas transversales de entrepiso y azotea*

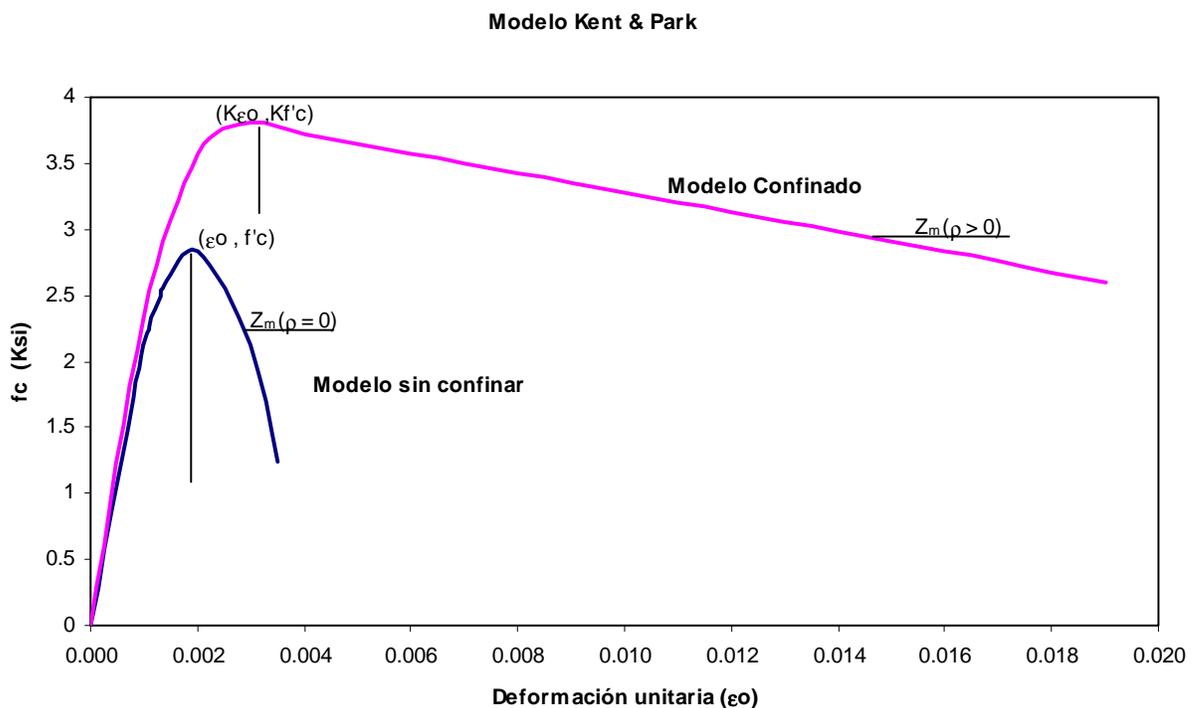
En la obtención de los diagramas momento-curvatura fue necesario seleccionar modelos matemáticos que representen el comportamiento de los distintos materiales. Se empleó para las vigas transversales el modelo Kent & Park modificado que toma en cuenta el concreto confinado por la sección en cajón. Adicionalmente al modelo de Kent & Park, se requiere conocer el valor de la deformación unitaria final para el concreto confinado, por lo cual se empleó la fórmula de Corley & Mattok. Para las secciones de acero, incluyendo la sección compuesta, columnas y vigas longitudinales se empleó el modelo elastoplástico para acero estructural grado A-36 publicado por Salmon & Jonson y el modelo usado para el acero de refuerzo en muro de concreto usó el de Mario Rodríguez *et al* (1996), basado en investigaciones realizadas para el Departamento del Distrito Federal. Ver *gráficas 6.4.1.1, 6.4.1.2 y 6.4.1.3*.

Las *gráficas 6.4.1.4 a 6.4.1.11* muestran los diagramas momento-curvatura de las vigas y los diagramas de interacción carga axial-momento para las columnas. Se empleó para su cálculo el programa BIAX. Este programa desarrollado en lenguaje Fortran, emplea como datos de partida

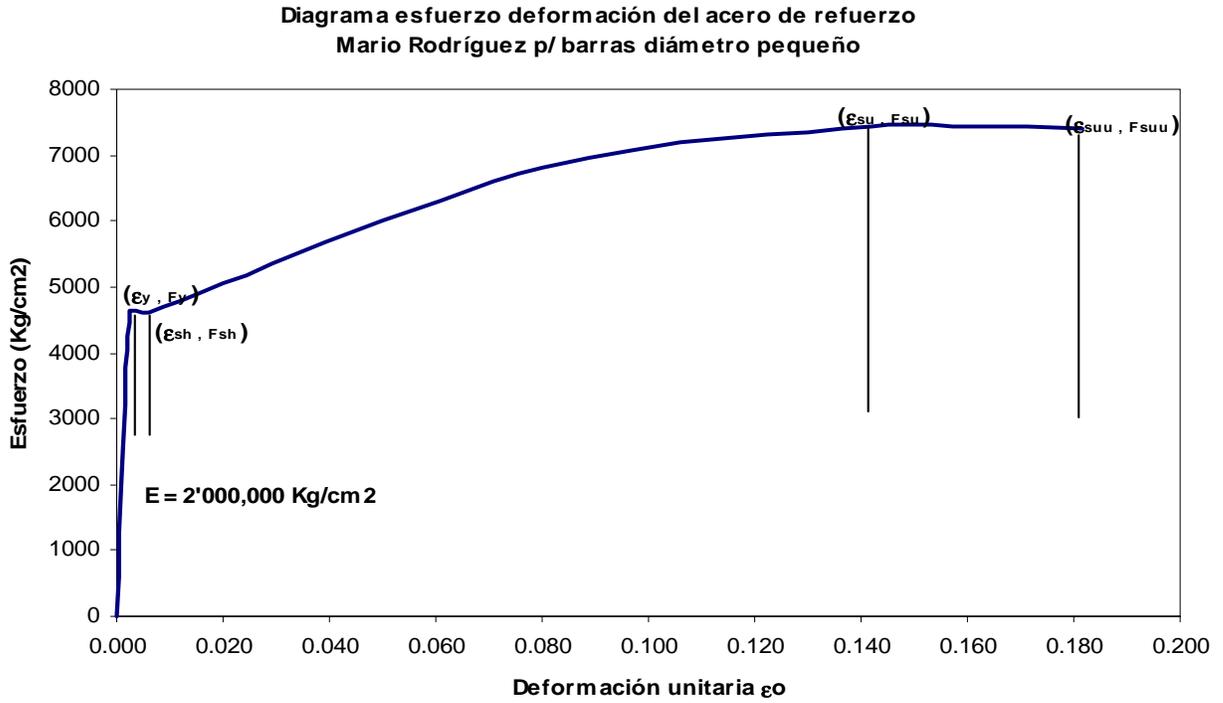
## 6. Bases para el análisis inelástico

las propiedades geométricas, para sus propiedades elásticas o inelásticas emplea los datos obtenidos con las *gráficas 6.4.1.1 a 6.4.1.3* y resuelve internamente las ecuaciones para calcular la curvatura dado un momento. Análogamente para la gráfica momento-carga axial, el programa internamente resuelve las ecuaciones partiendo de la condiciones cuando el momento es igual a igual acero o cuando la carga axial es igual a cero. De esta manera el programa determina la carga balanceada.

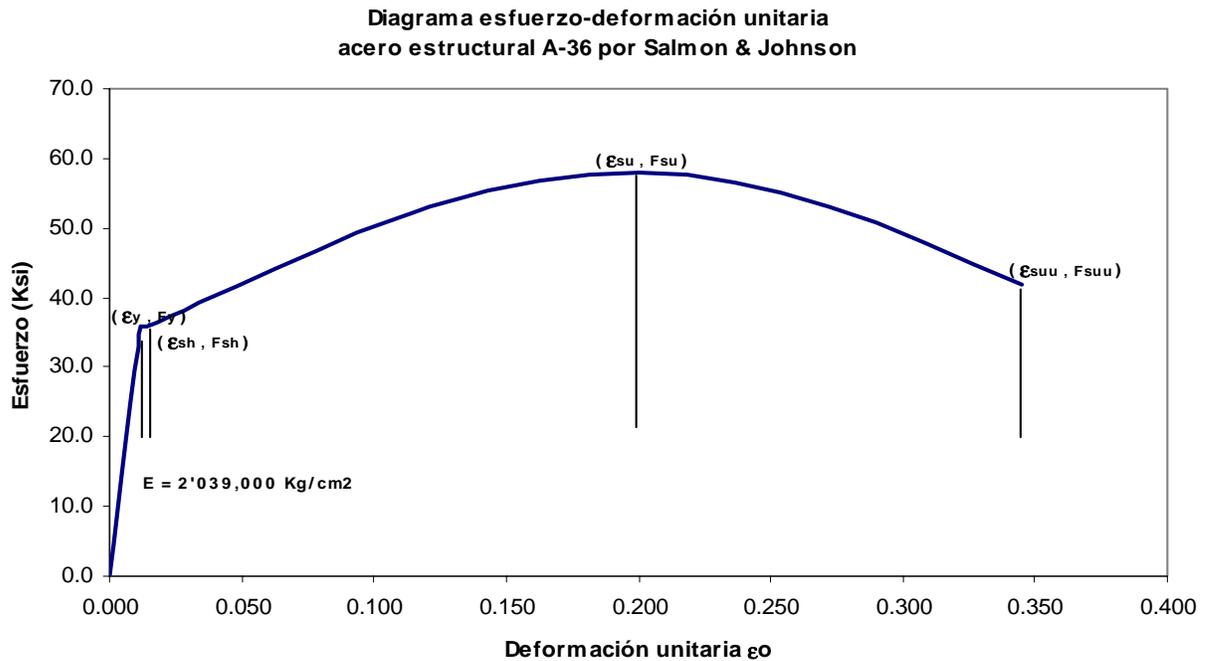
Se calcularon los diagramas en vigas transversales y longitudinales a momento negativo y positivo debido a que, los momentos generados por la sollicitación accidental en un extremo es positivo y en el otro negativo. La sección que se consideró para las vigas de sección variable, se tomó su peralte a eje de columna como condición más crítica.



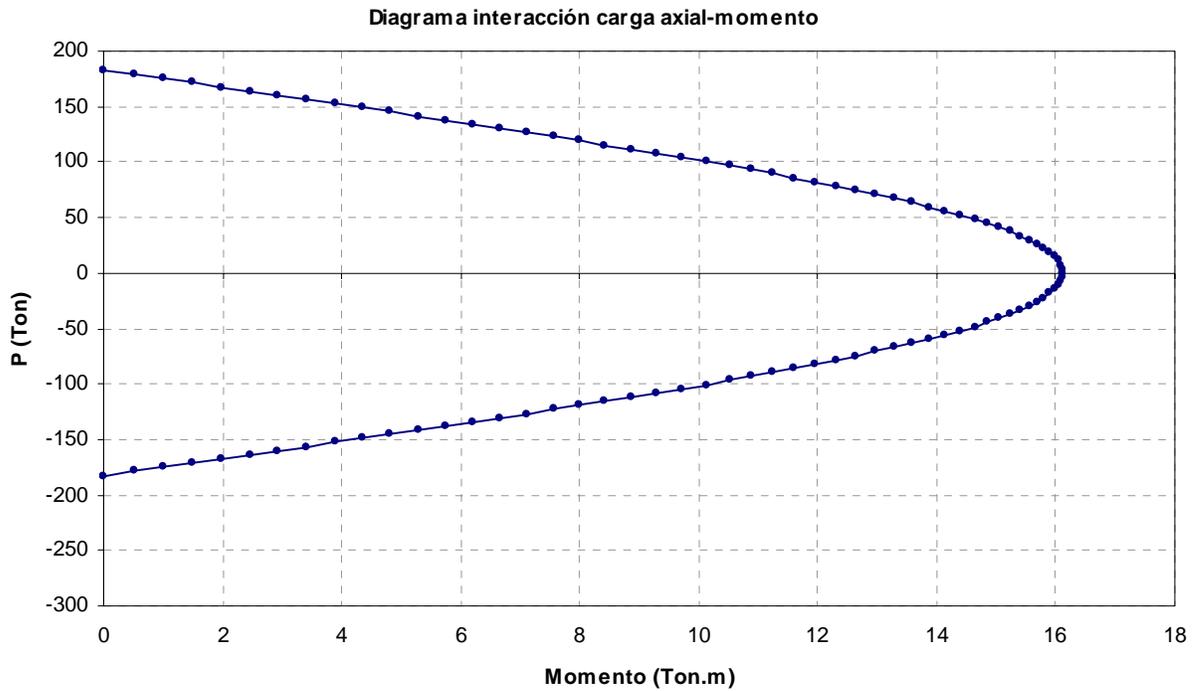
Gráfica 6.4.1.1 Modelo Kent & Park usado para la obtención de los diagramas  $M-\phi$



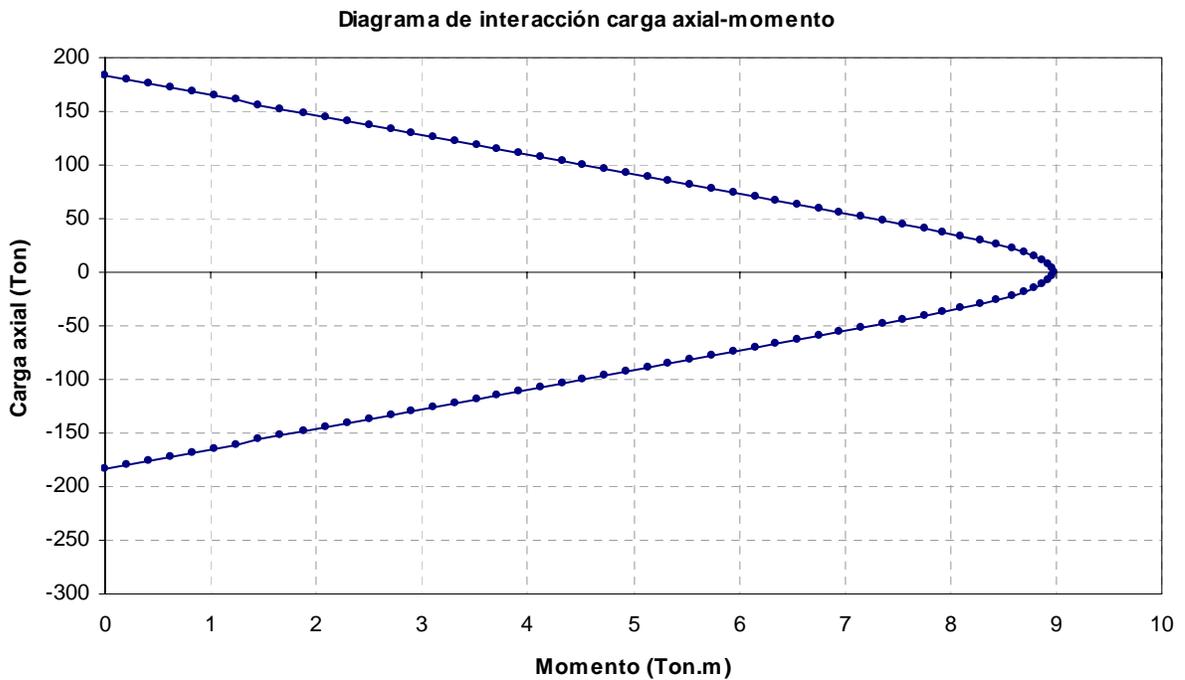
Gráfica 6.4.1.2 Modelo Mario Rodríguez usado para la obtención de los diagramas  $M-\phi$



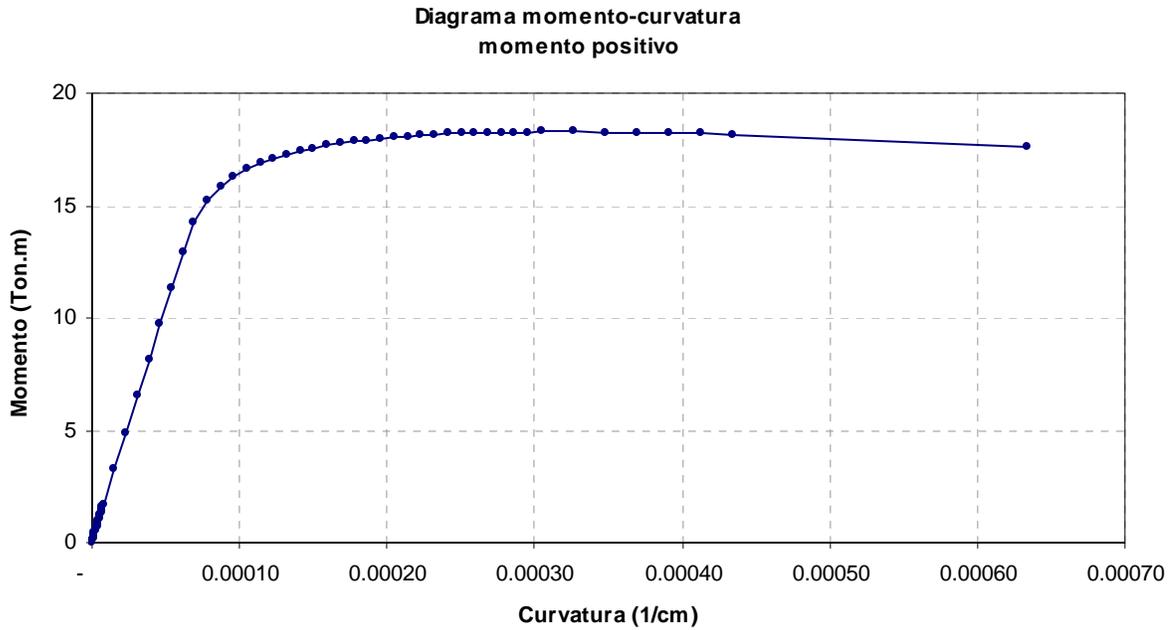
Gráfica 6.4.1.3 Modelo Salmon & Johnson usado para la obtención de los diagramas  $M-\phi$



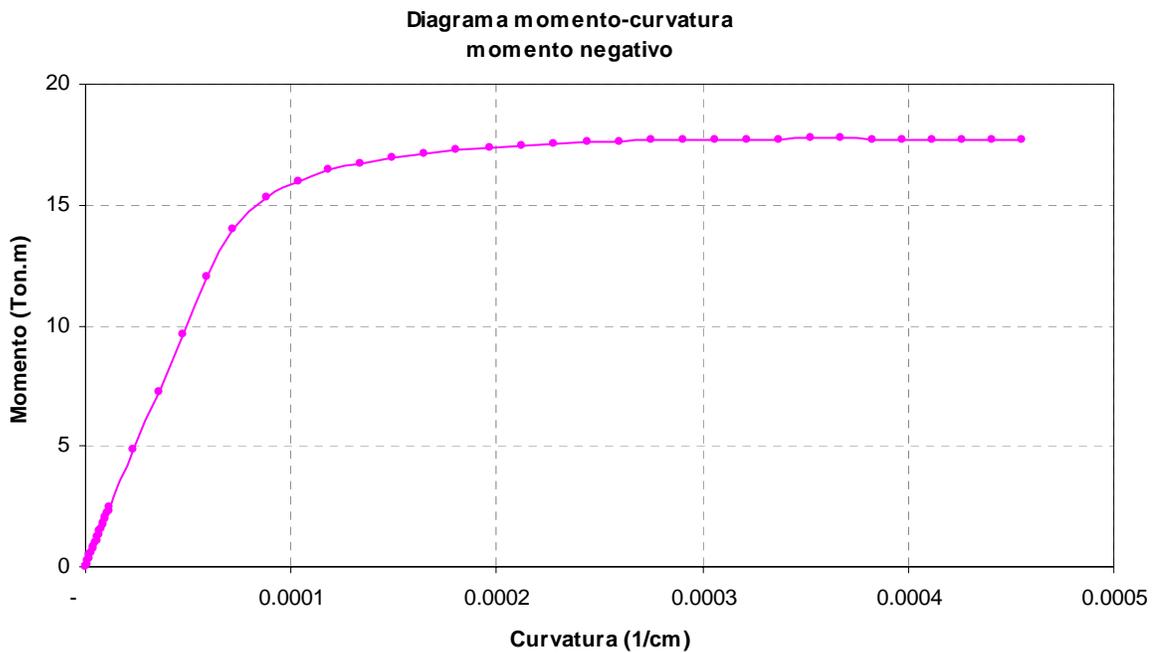
Gráfica 6.4.1.4 muestra el diagrama de interacción carga axial-momento para columna tipo en estructuras U-1 y U-2 Eje local con mayor inercia



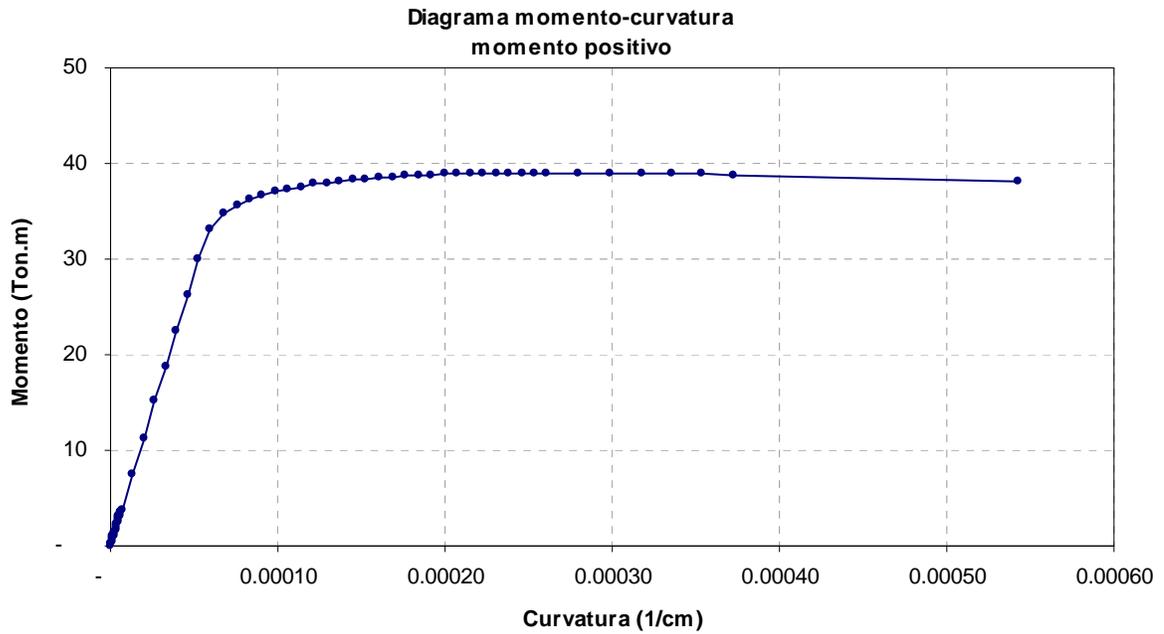
Gráfica 6.4.1.5 muestra el diagrama de interacción carga axial-momento para columna tipo en estructuras U-1 y U-2 Eje local con menor inercia



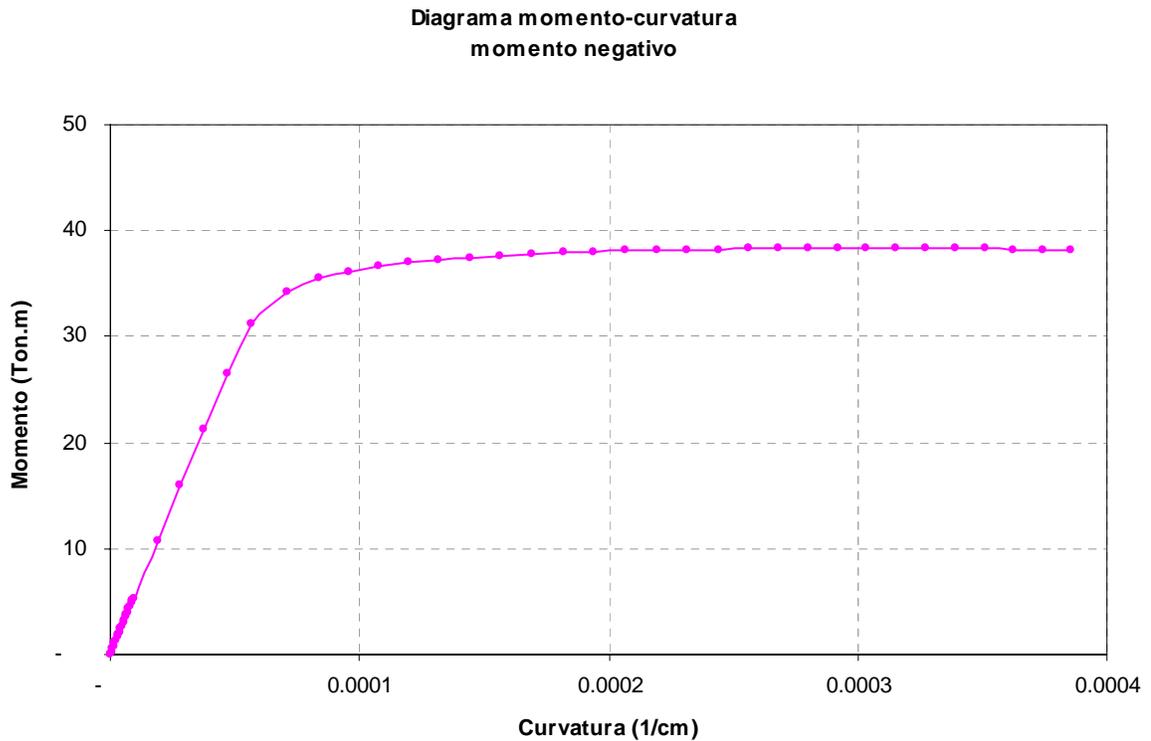
Gráfica 6.4.1.6 muestra el diagrama Momento-Curvatura para viga transversal en azotea estructuras U-1 y U-2 a momento positivo



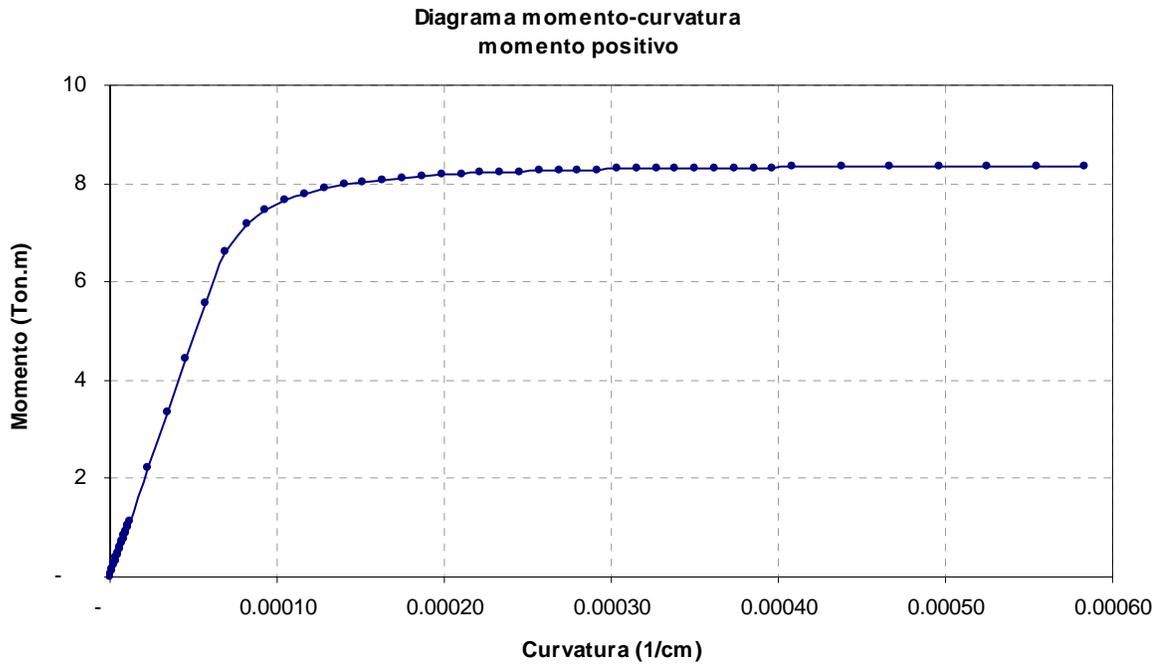
Gráfica 6.4.1.7 muestra el diagrama Momento-Curvatura para viga transversal en azotea estructuras U-1 y U-2 a momento negativo



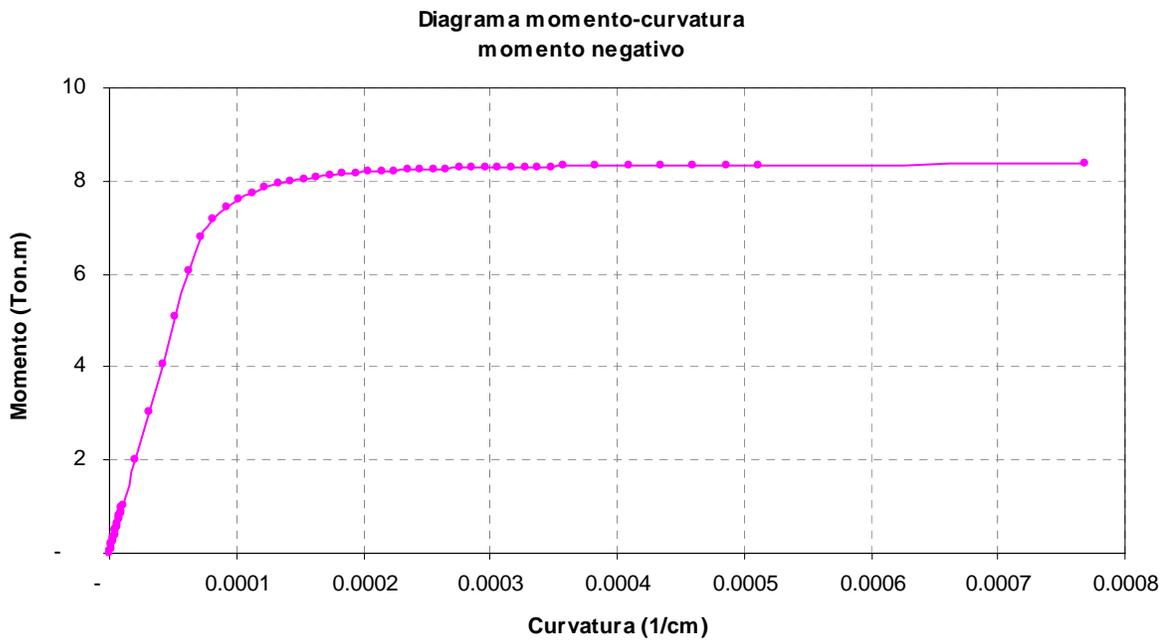
Gráfica 6.4.1.8 muestra el diagrama momento-curvatura para viga transversal en entrepiso estructura U-2 a momento positivo



Gráfica 6.4.1.9 muestra el diagrama momento-curvatura para viga transversal en entrepiso estructura U-2 a momento negativo



Gráfica 6.4.1.10 muestra el diagrama momento-curvatura para viga longitudinal tipo en estructuras U-1 y U-2 a momento positivo



Gráfica 6.4.1.11 muestra el diagrama momento-curvatura para viga longitudinal tipo en estructuras U-1 y U-2 a momento negativo

### 6.4.2 Descripción de los modelos histeréticos usados

Con base a los diagramas momento-curvatura, se construyen los modelos simplificados según las reglas de histéresis que representan matemáticamente la capacidad de deformación de las secciones transversales de los elementos. Cabe mencionar que en estos modelos no se consideró la torsión, debido a que se tratan de secciones tubulares donde el momento torsionante es despreciable.

Se emplearon los siguientes:

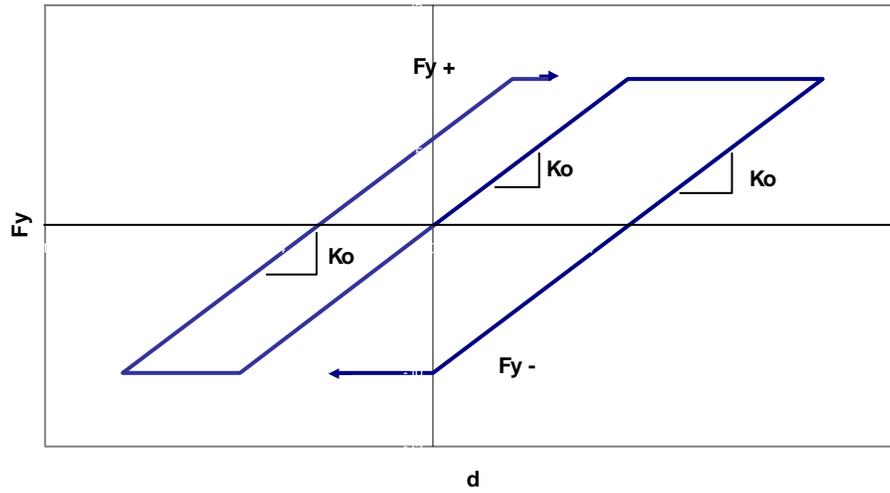
- i. Modelo Elastoplástico. Es un modelo bilineal. Se usó en las vigas longitudinales y en las columnas tipo. Se escogió esta regla debido a que representa la capacidad de deformación del acero desde su rango elástico, fluencia hasta antes del endurecimiento por deformación. Puede observarse que inicialmente el material tiene un comportamiento lineal y al llegar al punto de fluencia permanece constante el valor de la fuerza hasta que comienza el ciclo de descarga donde paulatinamente el valor del desplazamiento descende. *Ver gráfica 6.4.2.1*
- ii. Modelo Sina. Es un modelo trilineal. Se usó en vigas de sección compuesta donde no solo participa la sección de acero sino que también existe la aportación del concreto que se encuentra confinado en el interior de la sección cajón.

Basado en varios resultados experimentales, el modelo Sina consiste en 16 reglas de operación de una curva primaria trilineal. La curva primaria puede incluir deformaciones adicionales causadas por falta de adherencia; sin embargo, las reglas no cubren el efecto de estrangulamiento el cual puede ser causado por el deslizamiento de la sección de acero con el concreto del alma.

Las reglas determinan diferentes valores de rigidez en los estados de agrietamiento, fluencia, descarga y ciclos sucesivos de recarga. El modelo considera el agrietamiento como un punto de ruptura, lo cual resulta en disipación de energía bajo cargas cíclicas aún en estado de prefluencia, lo cual coincide se ha comprobado con modelos experimentales. Muchas de las reglas utilizadas por el modelo Sina están relacionadas con las curvas fuerza-desplazamiento durante ciclos de baja amplitud. Una observación del modelo es que ignora la deformabilidad que puede ocurrir en vigas a bajas amplitudes. *Ver gráfica 6.4.2.2*

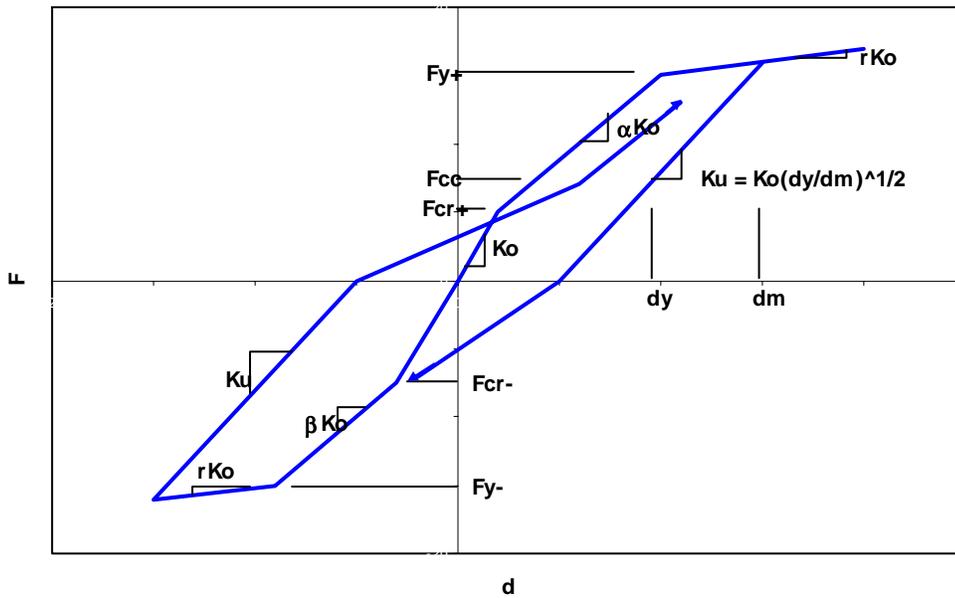
Los muros de concreto armado también tuvieron que ser modelados a través de ésta regla de histéresis pero en lugar de tratarse de un elemento a flexión, se tratará como un elemento a compresión. Con el modelo propuesto por Sánchez *et al* (2003) se obtuvieron las distorsiones de agrietamiento, de fluencia y última. Las diagonales se modelarán biarticuladas para que solo trabajen a carga axial a compresión (ver inciso 2.3). Como resulta evidente, al momento de usar el modelo Sina se requirió de descomponer las fuerzas horizontales en el sistema global a fuerzas axiales en el eje local de las barras. Las fuerzas horizontal en el eje global, se determinaron a partir de las formulas de resistencia y las deformaciones de los muros (agrietamiento y fluencia) en base a formulas experimentales. Se modeló con doble diagonal virtual para cubrir el análisis paso a paso. *Ver gráfica 6.4.2.3*

Regla histeresis elastoplástica

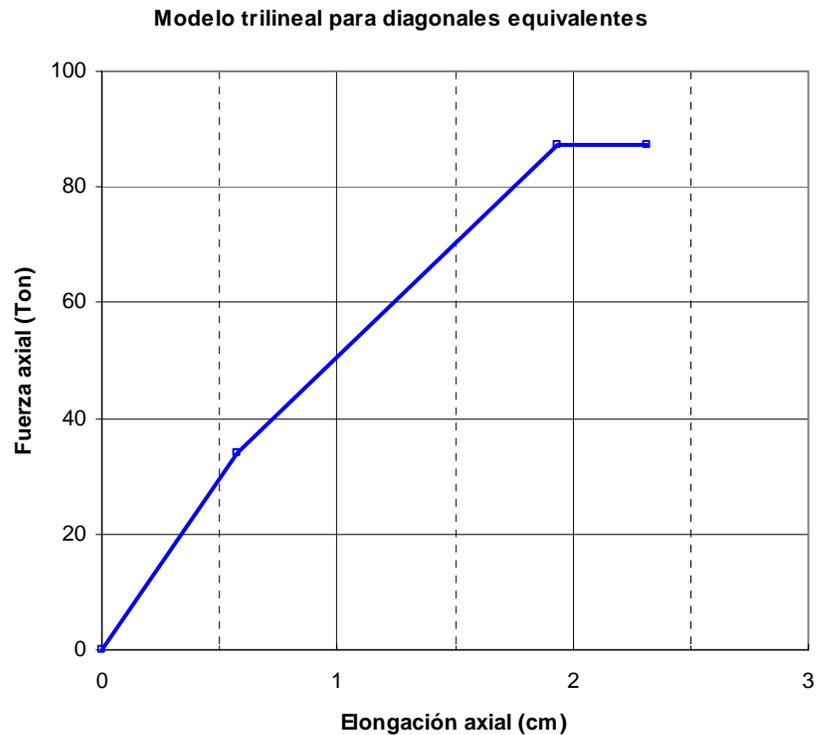


Gráfica 6.4.2.1 Modelo elastoplástico en vigas y columnas de acero

Regla histeresis Sina



Gráfica 6.4.2.2 Regla Sina en viga transversal y muro de concreto



*Gráfica 6.4.2.3 Modelo trilineal para diagonales equivalentes usado en la modelación de muros de concreto armado*

### 6.4.3 Amortiguamiento

En el análisis inelástico se está reproduciendo la forma en que un sismo de colapso está actuando en la estructura ya sea por una excitación dinámica o bien por una carga estática lateral, lo que implica que la estructura alcanza su rango no lineal, presentará una serie de daños con lo que la fracción del amortiguamiento crítico sufre un incremento considerable en comparación al que se utilizaría en un sismo de servicio. Por lo que se ha recomendado que la fracción del amortiguamiento crítico sea de 5% considerando también que existen vigas de sección compuesta en las cuales el concreto tiende a agrietarse y tener daños mayores que las vigas de acero. Este amortiguamiento permanecerá con un valor constante en todos los modos.

### 6.4.4 Momento torsionante

A diferencia del análisis elástico tridimensional, no hay manera de adicionar la excentricidad o bien fuerzas sísmicas adicionales producto de la torsión, por lo que a pesar de que podrían adicionarse fuerzas sísmicas producto de la torsión a través de un análisis estático no podría producir una carga lateral monotónica creciente para el caso del “pushover” y en el caso del paso a paso la excitación tendría que ser dinámica y no estática.

## CAPÍTULO 7

### COMPORTAMIENTO INELÁSTICO

#### 7.1 Comportamiento ante análisis “pushover”

Como se apuntó en el capítulo anterior, el análisis de empuje lateral tiene como propósito conocer la capacidad de deformación y el mecanismo de falla que presenta una estructura ante una carga monotónica creciente.

De este análisis resulta, por una parte, una curva que representa la relación entre la fuerza cortante en la base y el desplazamiento total lateral del extremo superior del sistema y, por otra, un conjunto de configuraciones de los desplazamientos a lo largo de la altura del edificio. Debido a la no linealidad de la respuesta, las configuraciones corresponden a distintas amplitudes del desplazamiento en cada entrepiso (estructura tipo U-2).

Se presenta a continuación el comportamiento de las estructuras tipo U-1 y U-2 en cada una de sus direcciones.

##### 7.1.1 Estructura tipo U-1

###### Marco Transversal

El periodo de la estructura es un magnífico indicador cuantitativo que representa que tan rígida es una estructura o por el contrario que tan flexible es, por lo que es uno de los primeros parámetros que se tomaron en cuenta para conocer su comportamiento en forma global.

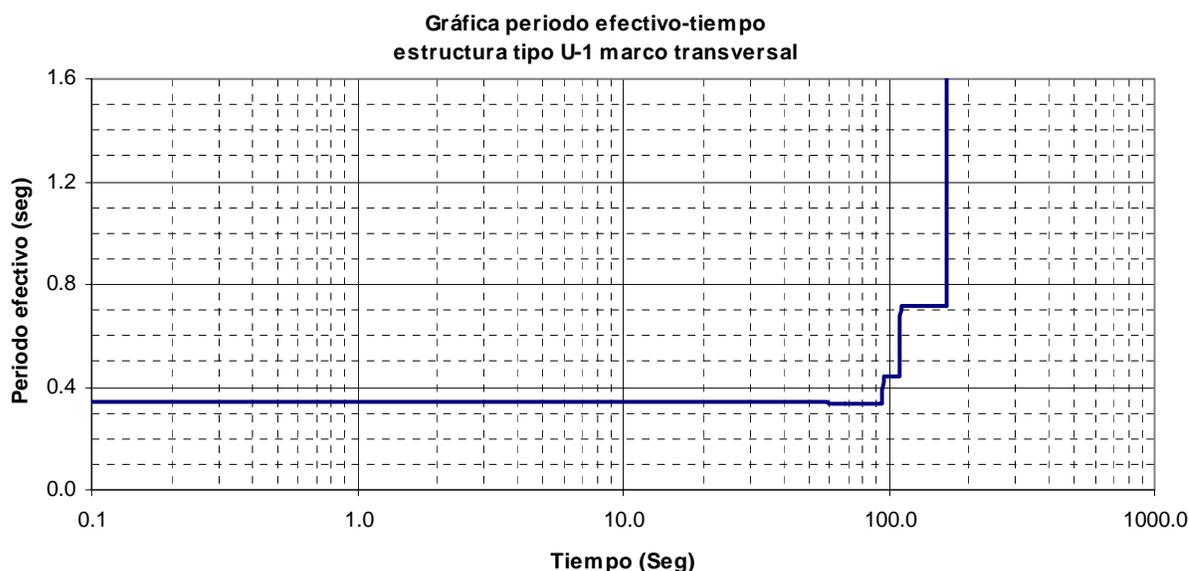
Como se describió en capítulos anteriores, la estructura tipo U-1 se encuentra desligada de los muros de mampostería en dirección transversal, por lo que no existe ningún elemento que restrinja tanto los desplazamientos traslacionales como los rotacionales de los marcos.

En la *tabla 7.1.1.1*, *gráfica 7.1.1.1* y *7.1.1.2* se muestra como fue degradándose la estructura ante la carga lateral en función del tiempo, periodo efectivo y distorsión de azotea.

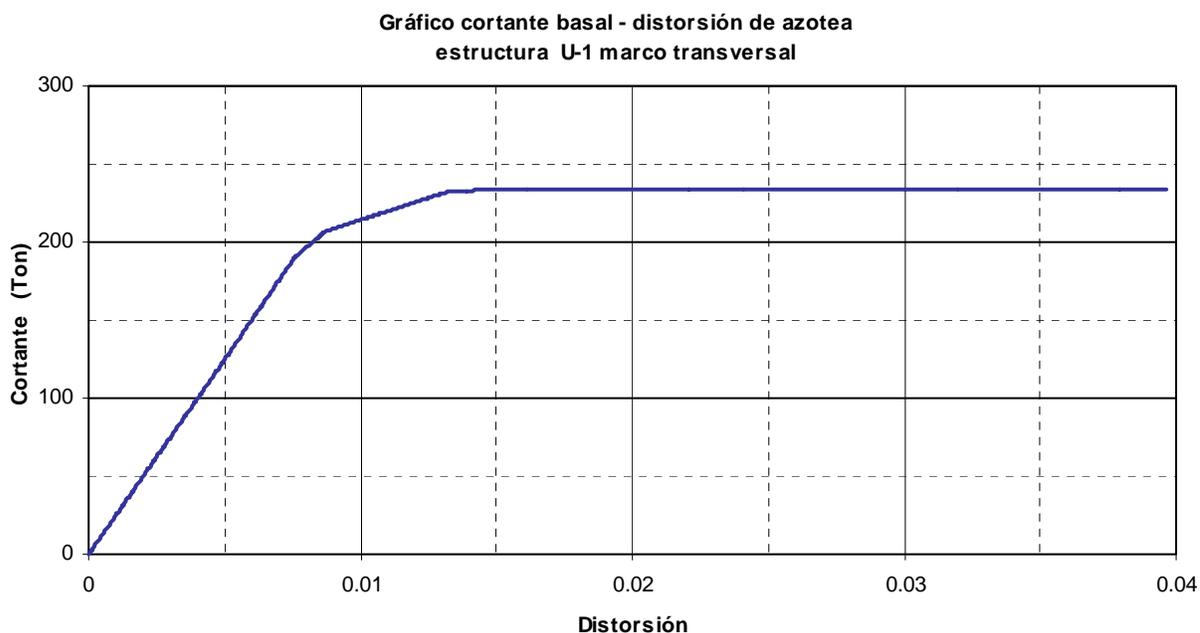
## 7. Comportamiento inelástico

Tabla 7.1.1.1 Perdida de rigidez en estructura U-1 marco transversal.

Tiempo (seg)	T <sub>efectivo</sub> (seg)	Distorsión azotea	Descripción
0 - 95	0.34	0.0076	La estructura presenta pequeñas deformaciones. Es el valor representativo de la rigidez global de la estructura sin daño. El concreto confinado que se encuentra a tensión en la sección cajón de la viga transversal se agrieta bajo distorsiones pequeñas. La estructura en forma global se encuentra en su rama elástica, la degradación de la rigidez es pequeña.
95 -109	0.44	0.0088	En este intervalo de tiempo a pesar de ser corto, la rigidez de la estructura continúa en su proceso de degradación a un paso más acelerado. El concreto a tensión que se encuentra confinado esta completamente agrietado desde su eje neutro hasta la fibra más alejada.
109 -111	0.63	0.0089	La estructura se encuentra aún en su rama elástica. En un intervalo de tiempo de escasos 2 segundos, el periodo efectivo incrementa su valor un 50%, pese a que la distorsión producida por la carga monotónica creciente es mínima.
111 -165	0.72	0.0132	La estructura se encuentra en su punto de fluencia en forma global bajo un cortante basal de 207 Ton. Las columnas son los primero elementos que fluyen hasta formar sus articulaciones plásticas. A una distorsión mayor a la que el reglamento estipula, la estructura cede su capacidad resistente y de rigidez en su mayor parte. El periodo efectivo es el doble de su valor original.
165 - 188	1.75	0.0153	A las vigas y columnas se les comienza a demandar más de su capacidad para impedir que la rotación en los nodos de los marcos se incremente. El periodo efectivo cae radicalmente.
188 - 496		0.0399	A pesar de ellos, la estructura metálica sigue deformándose tanto lineal como angularmente. La estructura ha llegado a su etapa final de degradación. Se ha agotado la capacidad de rotación en vigas y columnas. Se terminan de formar las articulaciones plásticas de los marcos. El periodo efectivo cae súbitamente, la estructura se ha degradado totalmente. La distorsión alcanzada es superior a 3 veces la máxima permitida por el reglamento.



Gráfica 7.1.1.1 periodo efectivo-tiempo, estructura U-1 marco transversal en escala semilogarítmica.



*Gráfica 7.1.1.2 cortante basal-distorsión de azotea, estructura U-1 marco transversal*

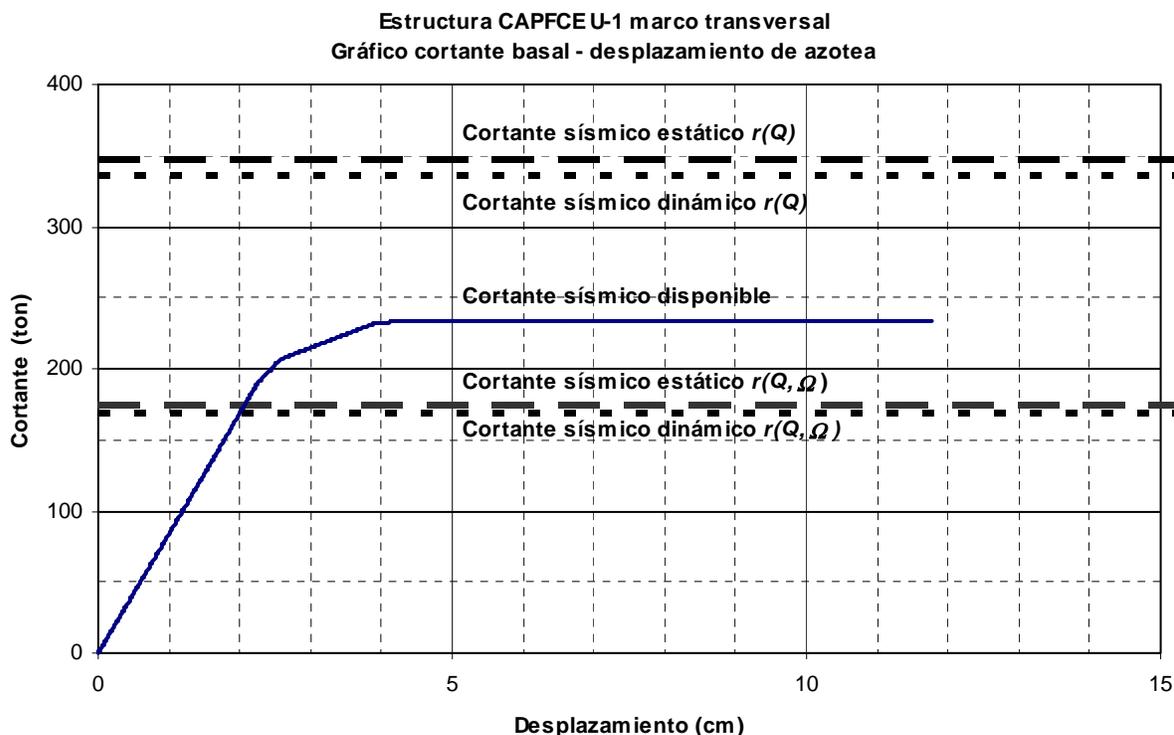
Del análisis de empuje lateral también se puede determinar la gráfica cortante basal-desplazamiento de azotea que es un excelente indicador de cuanto cortante esta actuando al momento de producirse un desplazamiento traslacional a nivel de azotea del marco en estudio y se puede observar como la estructura se va deformando paulatinamente dejando su rango elástico para entrar a un comportamiento no lineal.

Como puede observarse en la *gráfica 7.1.1.2*, la estructura, en su primer rama presenta una curva ascendente, ligera, en su rango elástico para después comenzar a fluir en un punto donde la traza de la gráfica se presenta un quiebre y de allí continúa con una recta ascendente, la cual se mantiene con incremento constante hasta un valor de 234 Toneladas con un desplazamiento casi de 12 cm. A lo largo de esta gráfica se van formando articulaciones plásticas en vigas y columnas tanto en su rama elástica como en la inelástica, hasta que presenta un mecanismo de colapso.

En *gráfica 7.1.1.3*, se presenta una comparativa entre los cortantes basales que incluye un modelo del “pushover”, el cortante dinámico demandado (proviene del análisis realizado previamente), y el cortante estático demandado obtenido como la resultante de fuerzas estáticas que actúan en la base de estructura, empleando el coeficiente sísmico indicado. Los espectros de diseño proporcionados por CFE y CAPFCE incluyen un factor de sobrerresistencia,  $\Omega=2$ , por lo que para realizar la comparativa la ordenada espectral se ha multiplicado por 2 y se ha dividido entre Q con lo que se obtiene un valor del cortante basal inelástico, que es superior al cortante que teóricamente podría alcanzar la estructura. Si se elaborara la gráfica del cortante resistente con factor de resistencia de 1.0, la estructura en su dirección transversal se observaría que tiene un valor cercano a las 1920 Toneladas, lo que representa un poco más de 10 veces el cortante dinámico demandado reducido por sobrerresistencia y ductilidad. Con estos dos últimos parámetros parecería que la estructura no presentaría ningún problema ante una sollicitación sísmica, sin embargo, dada la gran capacidad de los elementos del marco al esfuerzo cortante

## 7. Comportamiento inelástico

superior a la demanda al, se han demostrado que la estructura tipo U-1 falla por esfuerzos de flexocompresión en el caso de columnas y en flexión en caso de las vigas, aunque por esfuerzo cortante no llegue a utilizar ni la mitad de su capacidad resistente.



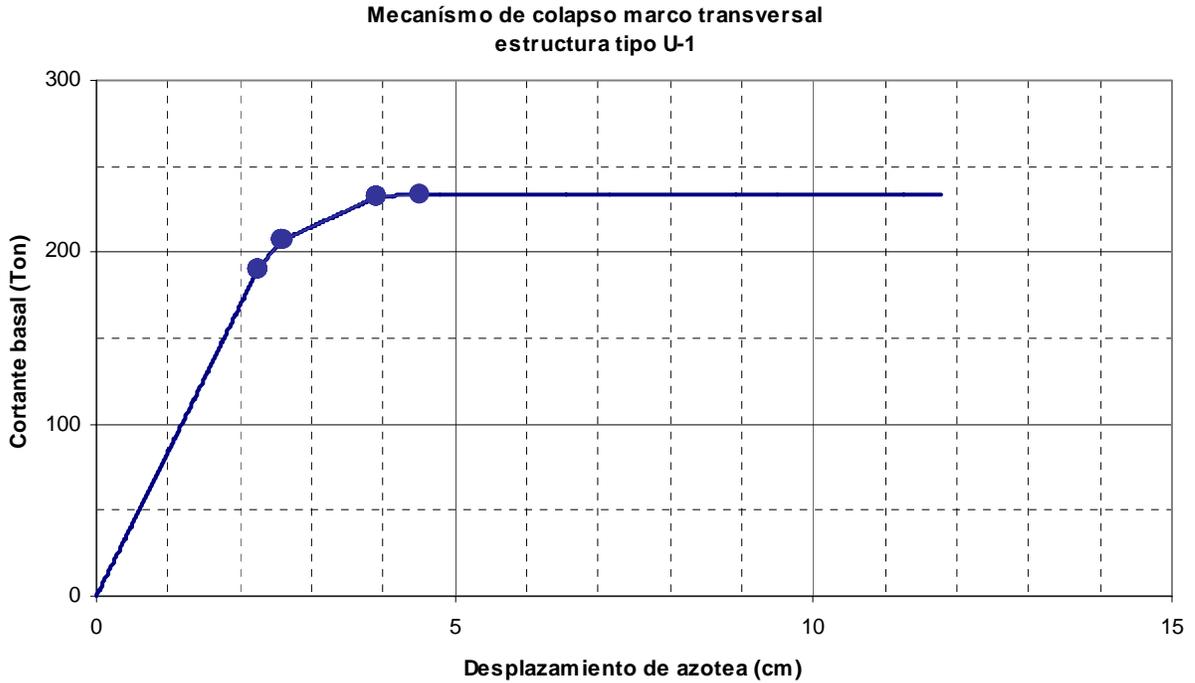
Gráfica 7.1.1.3 Comparativa entre cortantes disponible y demandado, estructura U-1 marco transversal

Es importante también elaborar la gráfica de formación de las articulaciones plásticas para tener un mecanismo de colapso que dará una idea más clara de cómo se comportó la estructura, por lo que en la *gráfica 7.1.1.4* se presenta dicho mecanismo. Se notan pocas articulaciones pero en realidad lo que sucede es en la mayoría de los casos varias de éstas aparecen al mismo tiempo.

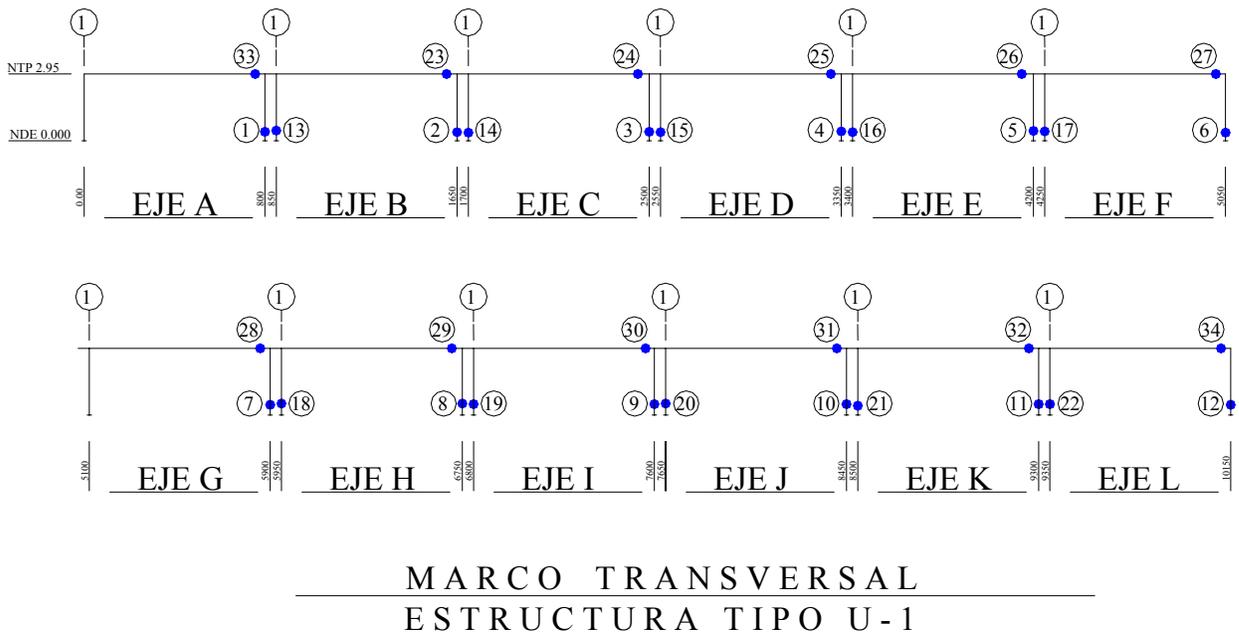
La *figura 7.1.1.4* muestra como se fueron formando las articulaciones plásticas en función del tiempo, por lo que se indica con numeración progresiva. Las primeras articulaciones plásticas se presentan en la base de las columnas. Siguiendo con el desarrollo del mecanismo de falla, las columnas están completamente plastificadas en su base, no ha quedado alguna en la que no se haya formado una articulación plástica. En su etapa final de postfluencia, la estructura presenta articulaciones en las vigas transversales de sección parcialmente compuesta a momento positivo con rotaciones importantes. La estructura no tiene la capacidad de redistribuir momentos en los demás extremos de sus elementos, por lo que no pueden formarse articulaciones en el otro extremo de las vigas transversales. Los elementos resistentes del marco han alcanzado su momento plástico y solo restaría un incremento mínimo en el momento actuante para que los extremos rotasen libremente sin ninguna restricción. Se ha formado el mecanismo de deformación inelástica “viga fuerte-columna débil”, este mecanismo de falla no es deseable.

## 7. Comportamiento inelástico

En la *gráfica 7.1.1.4a* ductilidad-distorsión de azotea se presentan como las articulaciones se formaron en función de la distorsión.



*Gráfica 7.1.1.4 mecanismo de colapso, estructura U-1 marco transversal*



*Figura 7.1.1.4 mecanismo de colapso estructura U-1 marco transversal*

## 7. Comportamiento inelástico

La capacidad de deformación inelástica o ductilidad, se define como el cociente de la deformación global máxima que puede desarrollar la estructura ante la acción de fuerzas externas sin que presente la falla entre la deformación a la fluencia. La fórmula que se usó para determinar la ductilidad global considerando el desplazamiento de azotea es la siguiente:

$$\mu\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

Donde:

$\delta_u$  : Desplazamiento máximo de azotea

$\delta_y$  : Desplazamiento de fluencia a nivel de azotea

Para la obtención de la ductilidad global se utilizó el diagrama cortante basal-desplazamiento de azotea, con el cual se busca el punto donde se estima que la estructura comienza a fluir. A pesar de que la curva presenta ya un quiebre pronunciado, se observa que en su primer rama existe una curvatura ligera, por lo que será necesario realizar una compensación de áreas que permita determinar el punto de fluencia. Una vez que se ha realizado la compensación de áreas, se ha obtenido un modelo bilineal. Se halló un valor de ductilidad global sin considerar el periodo de la estructura en la dirección transversal de  $\mu = 4.2$ , que es un valor razonable que indica que la estructura cuenta con una ductilidad aceptable en esta dirección, pero al formarse articulaciones plásticas en la base de las columnas antes de que se forme en las vigas produce un modo de falla indeseable ante una sollicitación accidental ya que no existe redistribución de momentos en todo el marco.

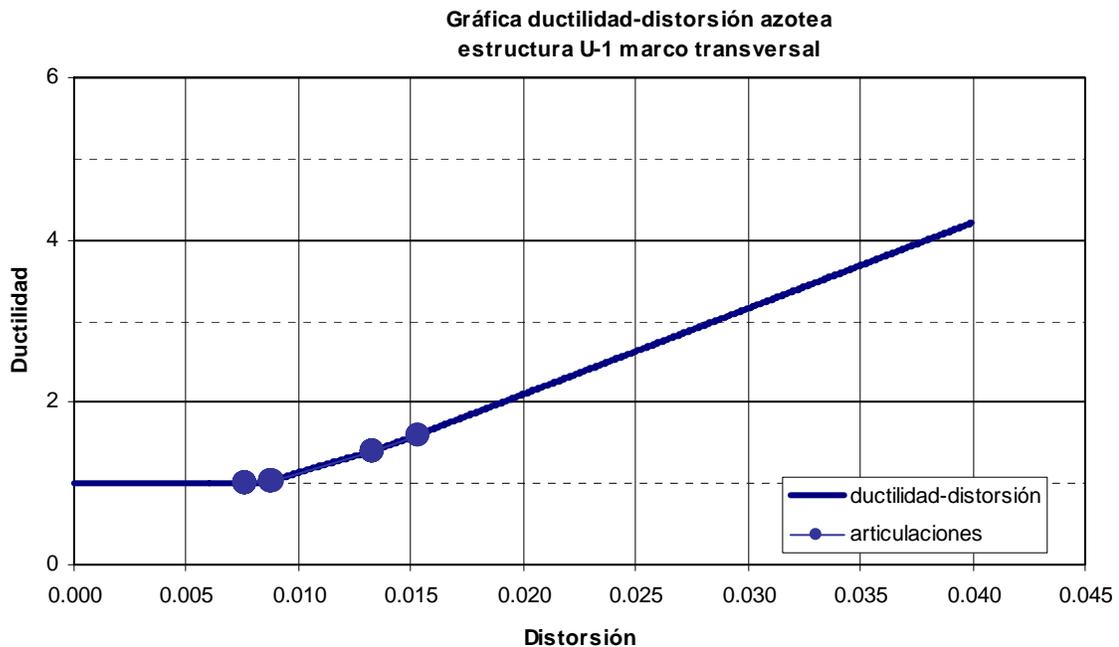


Tabla 7.1.1.4a Ductilidad- distorsión de azotea en estructura U-1 marco transversal

### Marco Longitudinal

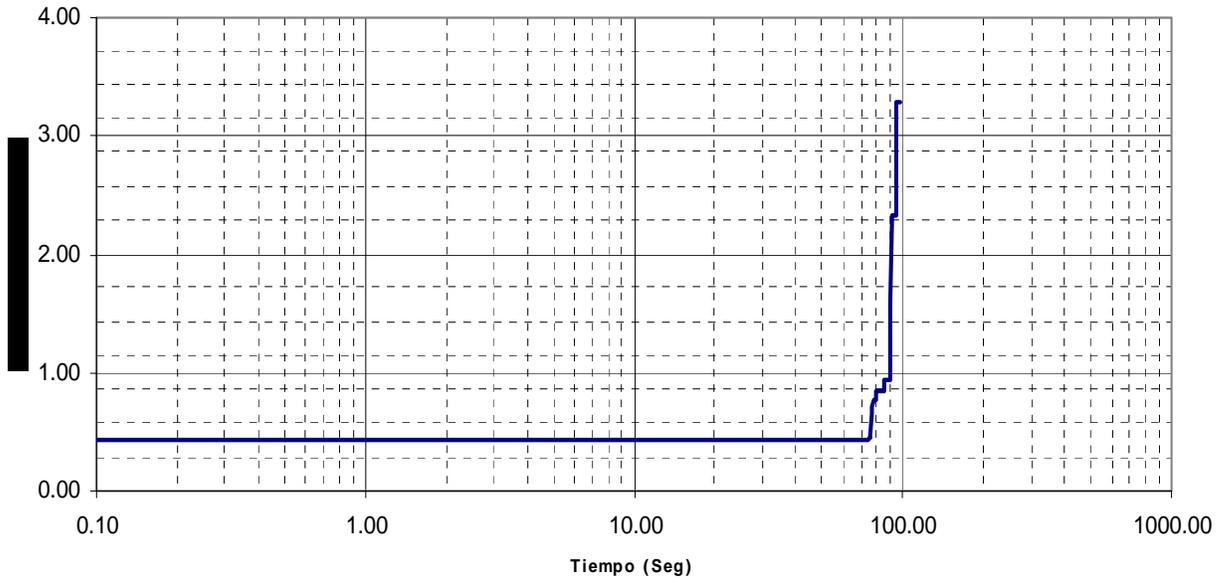
De forma análoga al marco transversal se procede para conocer el comportamiento del marco longitudinal.

En la *tabla 7.1.1.5*, *gráfica 7.1.1.5* y *7.1.1.6* se muestra como fue degradándose la estructura ante la carga lateral.

*Tabla 7.1.1.5 pérdida de rigidez en estructura U-1 marco longitudinal*

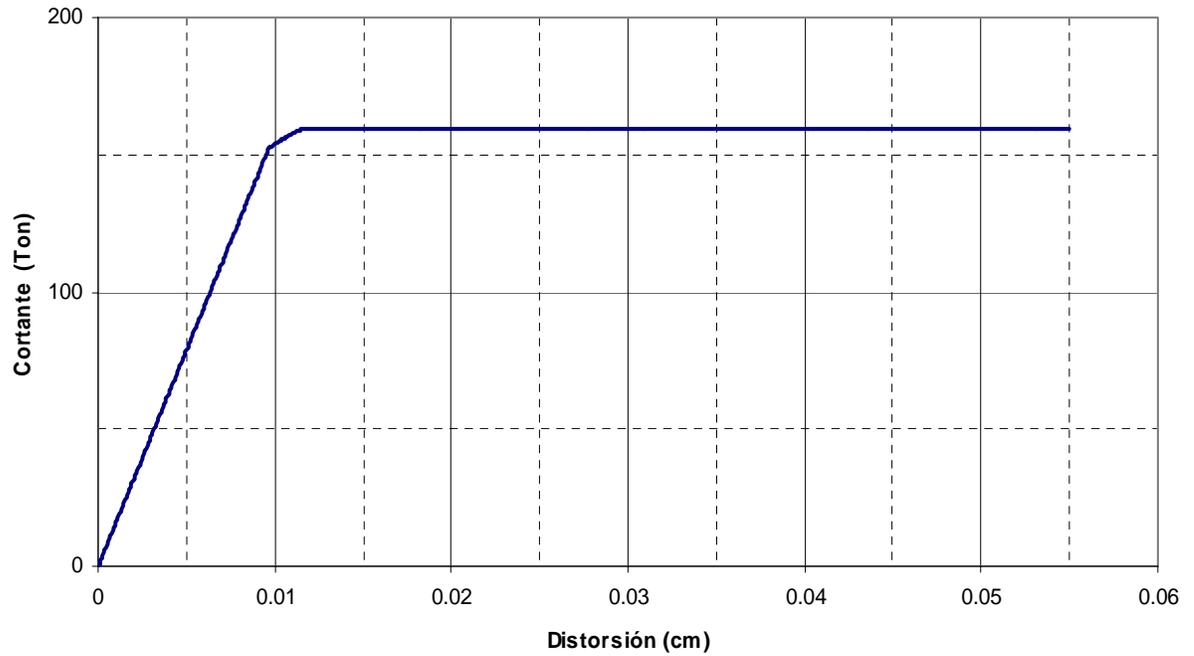
Tiempo (seg)	T <sub>efectivo</sub> (seg)	Distorsión azotea	Descripción
0 - 74	0.43	0.0094	La estructura no presenta degradación alguna. Es el valor representativo de la rigidez global de la estructura sin daño.
74 - 77	0.77	0.0098	La distorsión que presenta es menor que la estipulada por el reglamento (0.012) La estructura se comporta geoméricamente lineal. El periodo de la estructura aumenta en más del 50% de su valor original. Las secciones de vigas y columnas permanecen en su rango elástico según su diagrama momento-curvatura.
77 - 85	0.94	0.0108	Se comienzan a formar articulaciones plásticas en la base de las columnas. La estructura comienza a ceder su capacidad resistente y de rigidez. El periodo efectivo es más del doble de su valor original. Se forman las primeras articulaciones plásticas en columnas. A pequeñas distorsiones la rigidez se degrada cada vez más rápido. A las vigas y columnas se les comienza a demandar más de su capacidad para impedir que la rotación en los nodos de los marcos se incremente.
85 - 91	2.33	0.0115	El periodo efectivo cae radicalmente. Dadas las características de las vigas longitudinales tipo 2, según el reglamento las vigas fluyen libremente.
91 - 94	3.29	0.0120	Es una meseta bien definida donde el periodo efectivo se mantiene constante. Las secciones transversales en columnas y vigas siguen fluyendo. Se terminan de formar las articulaciones plásticas de los marcos. Se llega a la distorsión máxima permisible con una carga de 159 Ton.
94-391		0.0549	La estructura está en su etapa final para agotar su resistencia y rigidez. El periodo efectivo cae súbitamente, la estructura se ha degradado totalmente. Se encuentra articulada en las secciones que tienen esta capacidad.

Gráfica periodo efectivo-tiempo marco longitudinal estructura tipo U-1



Gráfica 7.1.1.5 periodo efectivo-tiempo, estructura U-1 marco longitudinal en escala semilogarítmica.

Gráfica Cortante basal-distorsión de azotea marco longitudinal Estructura tipo U-1

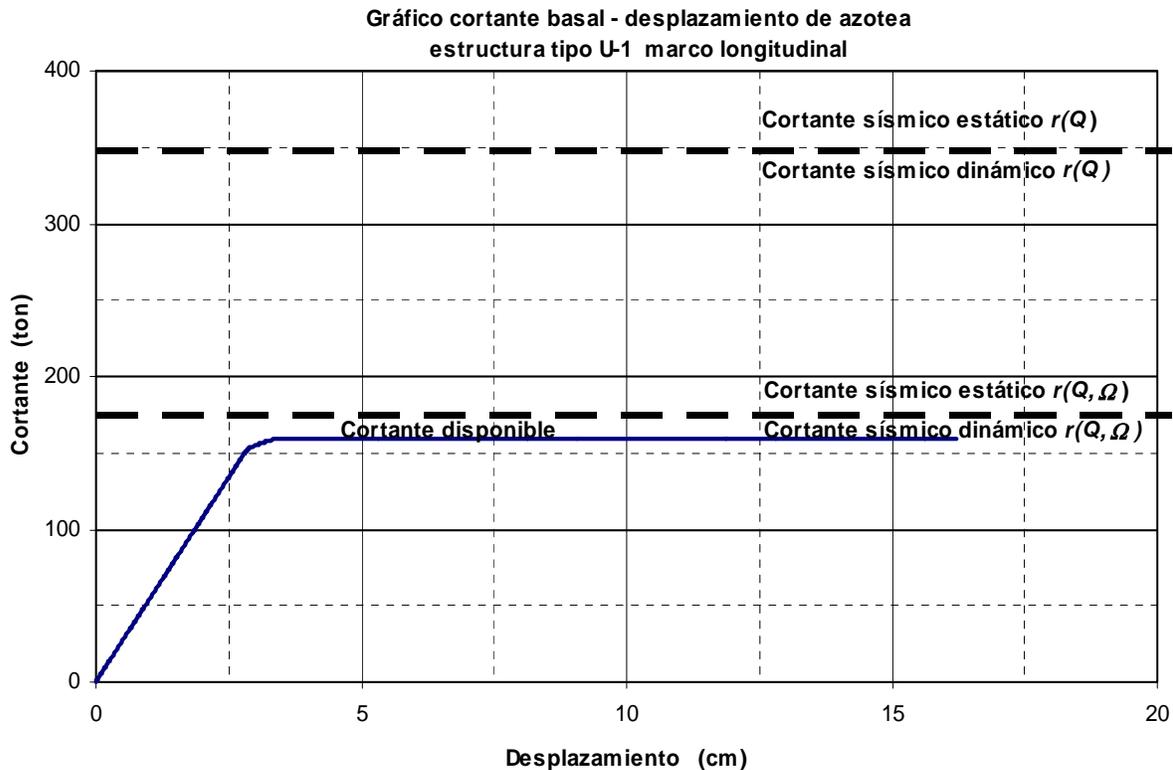


Gráfica 7.1.1.6 cortante basal-distorsión de azotea, estructura U-1 marco longitudinal

## 7. Comportamiento inelástico

Como puede observarse en la *gráfica 7.1.1.7*, la estructura, en su primer rama presenta un comportamiento lineal bien definido en su rango elástico para después comenzar a fluir en un punto donde la traza de la gráfica presenta un quiebre y de allí continúa con una recta ascendente, la cual se mantiene constante hasta un valor cercano a las 160 Toneladas con un desplazamiento de 16 cm. A lo largo de esta gráfica se van formando articulaciones plásticas en vigas y columnas tanto en su rama elástica como en la inelástica, hasta que presenta un mecanismo de colapso. Como solo están trabajando el marco en acero, el diagrama toma la forma del modelo histerético elastoplástico.

En la *gráfica 7.1.1.7*, se presenta una comparativa entre cortantes en la base, que incluye un modelo del “pushover”, el cortante dinámico (proviene del análisis realizado previamente), y el cortante estático demandado. Para realizar esta comparativa al espectro de diseño proporcionados por CFE y CAPFCE (que incluyen un factor de sobrerresistencia,  $\Omega=2$ ), se ha multiplicado por 2 y se ha dividido entre Q con lo que se obtiene un valor del cortante basal inelástico, que es más del doble al cortante que teóricamente podría alcanzar la estructura. En esta dirección el cortante resistente de las columnas con factor de resistencia de 1.0, tiene un valor cercano a las 615 Toneladas, lo que representa un poco más de 3.5 veces el cortante dinámico demandado reducido por sobrerresistencia y ductilidad. Sin embargo, el análisis elástico y la revisión de los elementos marco han demostrado que la estructura tipo U-1 no tiene una falla por esfuerzo cortante sino que la falla es por esfuerzos de flexocompresión en el caso de columnas y en flexión en caso de las vigas, a pesar de que por esfuerzo cortante no llegue a utilizar ni la mitad de su capacidad resistente.



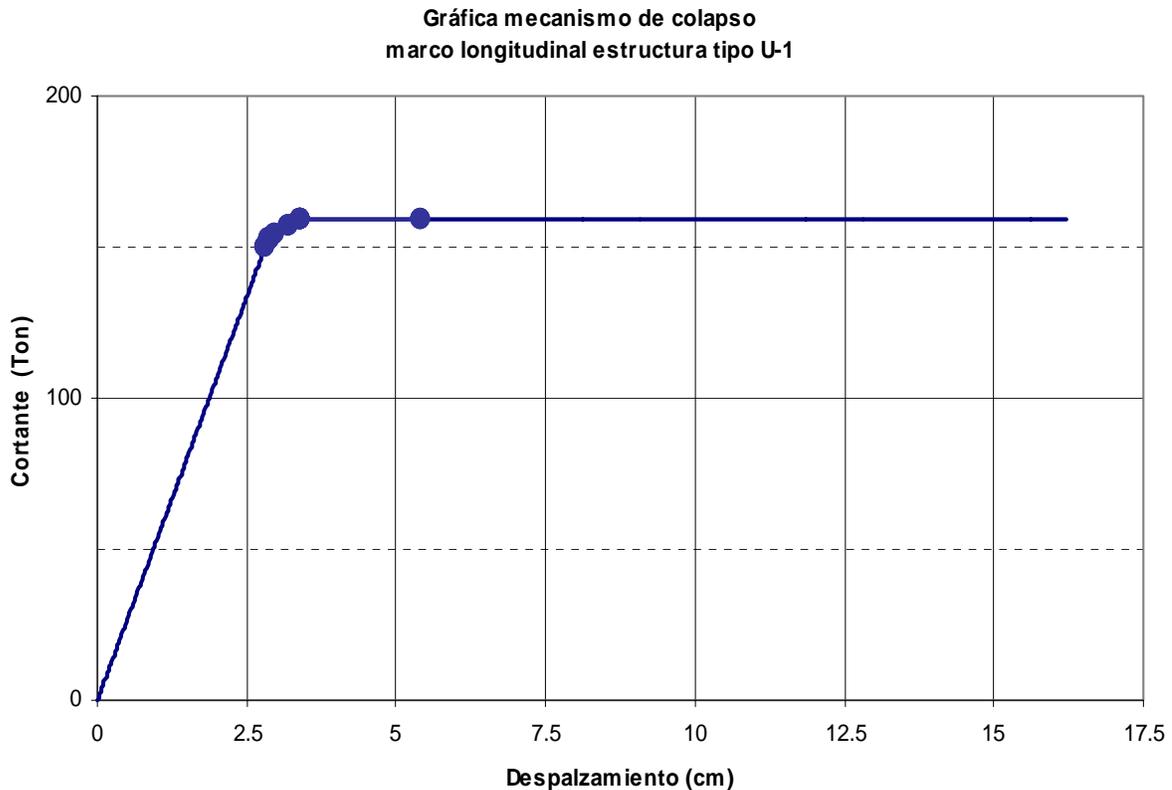
*Gráfica 7.1.1.7 Comparativa entre los cortantes basales, estructura U-1 marco longitudinal*

## 7. Comportamiento inelástico

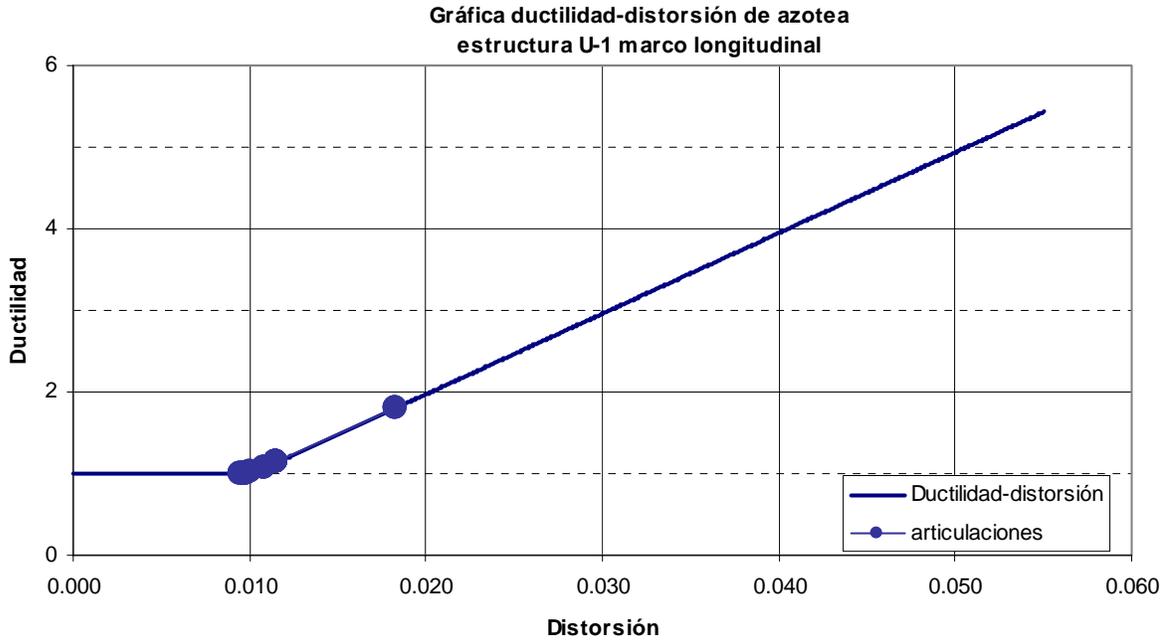
La *figura 7.1.1.8* muestra como se fueron formando las articulaciones plásticas en función del tiempo, se indica con numeración progresiva. La *gráfica 7.1.1.8* muestra como se formaron las articulaciones en función del cortante basal. Las articulaciones comienzan a formarse en la base de las columnas y continúa este proceso hasta que lo han hecho 22 de ellas. Después 2 vigas localizadas en los extremos de los marcos presentan en uno de sus extremos una articulación cuando trabajan a momento positivo y negativo. Se encuentran ya en su etapa de postfluencia en su rama plástica con rotaciones importantes. La estructura no tiene la capacidad de redistribuir momentos, por lo que comienzan a aparecer las articulaciones en el extremo superior de las columnas sin que continúen formándose las articulaciones en el otro extremo de las vigas. Todas las columnas están completamente plastificadas en su base y extremo superior. Los elementos resistentes del marco han alcanzado su momento plástico y solo restaría un incremento mínimo en el momento actuante para que los extremos rotasen libremente sin ninguna restricción. El mecanismo que presenta es el de “viga fuerte-columna débil”.

Con el propósito de ilustrar mejor el mecanismo de colapso para la estructura tipo U-1 en su dirección longitudinal, la *gráfica 7.1.1.8a* ductilidad-distorsión de azotea muestra la formación de las articulaciones en función de la distorsión.

Se halló un valor de ductilidad global sin considerar el periodo del sistema en la dirección longitudinal de  $\mu = 5.43$ , sin embargo dado el mecanismo de colapso, el marco longitudinal presenta un mecanismo de falla indeseable ya que no hay redistribución de momentos a las vigas, lo que limita la capacidad del marco ante una sollicitación accidental.



*Gráfica 7.1.1.8 mecanismo de colapso, estructura U-1 marco longitudinal*



Gráfica 7.1.1.8a ductilidad-distorsión de azotea, estructura U-1 marco longitudinal

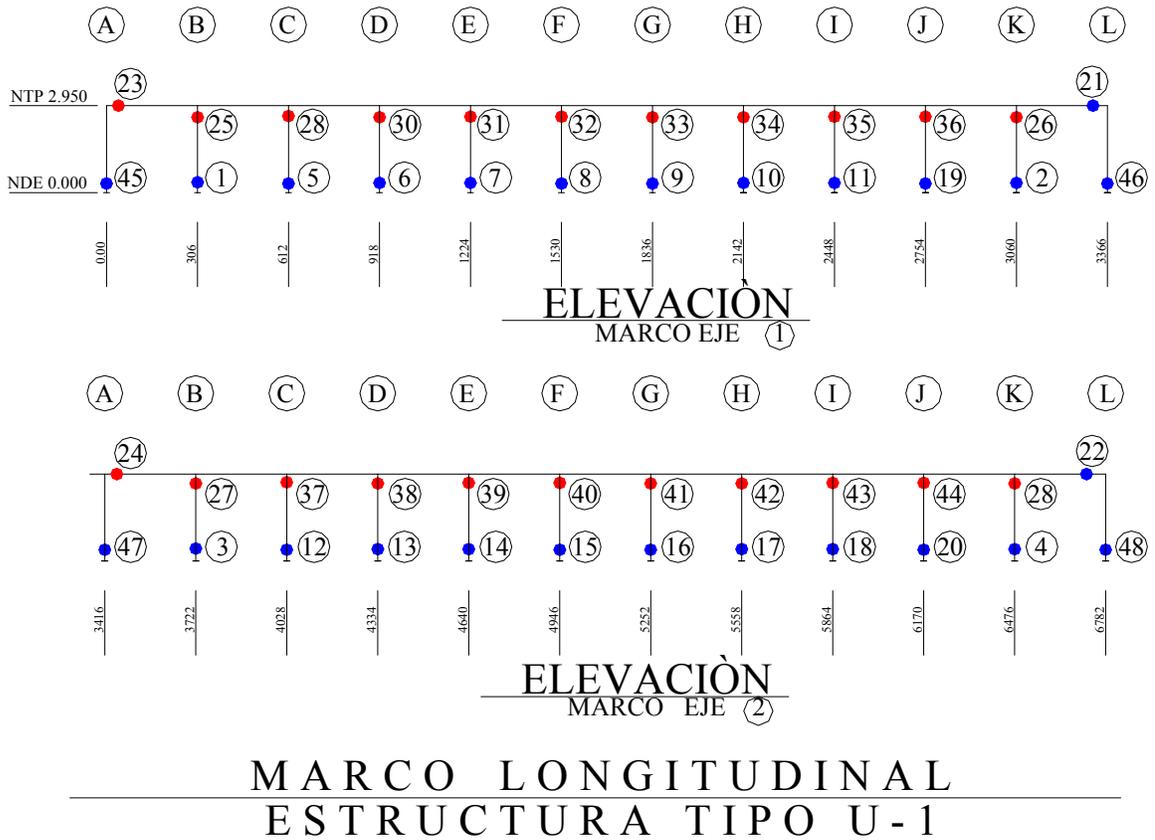


Figura 7.1.1.8 Mecanismo de colapso estructura U-1 marco longitudinal

7.1.2 Estructura tipo U-2

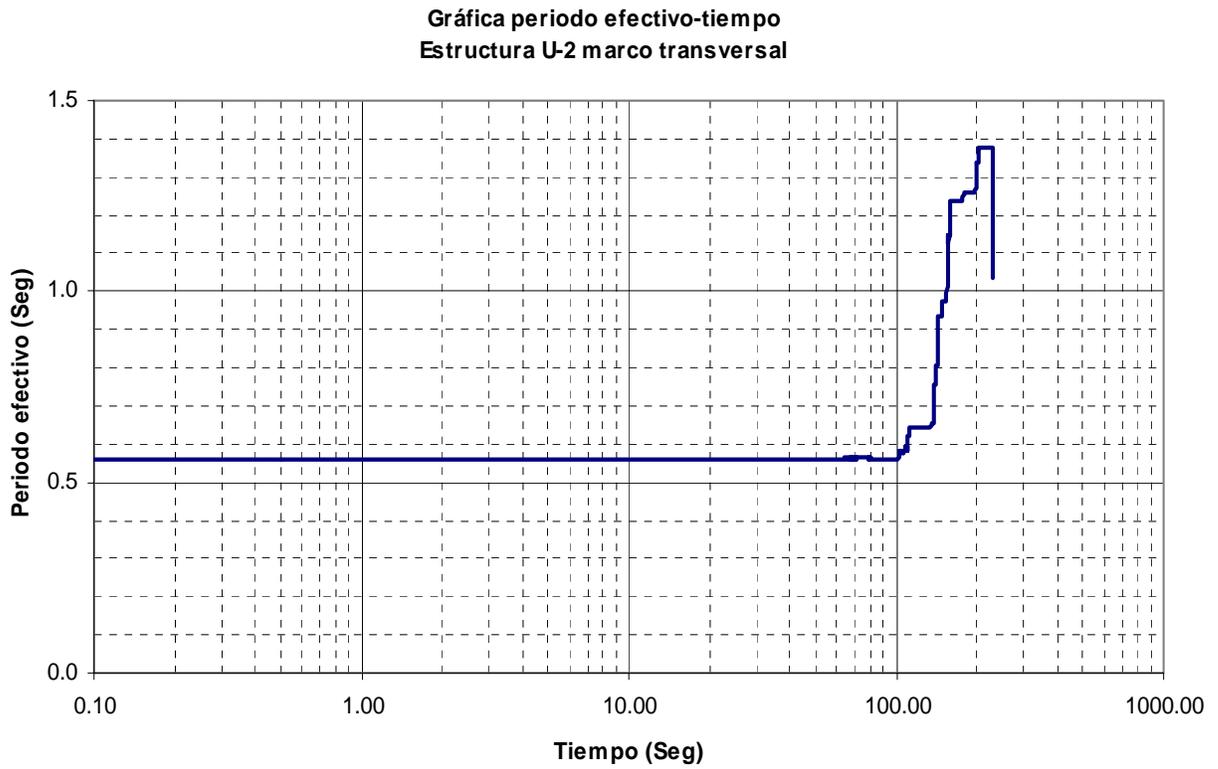
**Marco Transversal**

Como se describió en capítulos anteriores, la estructura tipo U-2 se encuentra desligada de los muros de mampostería en dirección transversal, por lo que no existe ningún elemento que restrinja tanto los desplazamientos trasnacionales como los rotacionales de los marcos, de esta forma solamente los elementos del marco participan en la rigidez de la estructura.

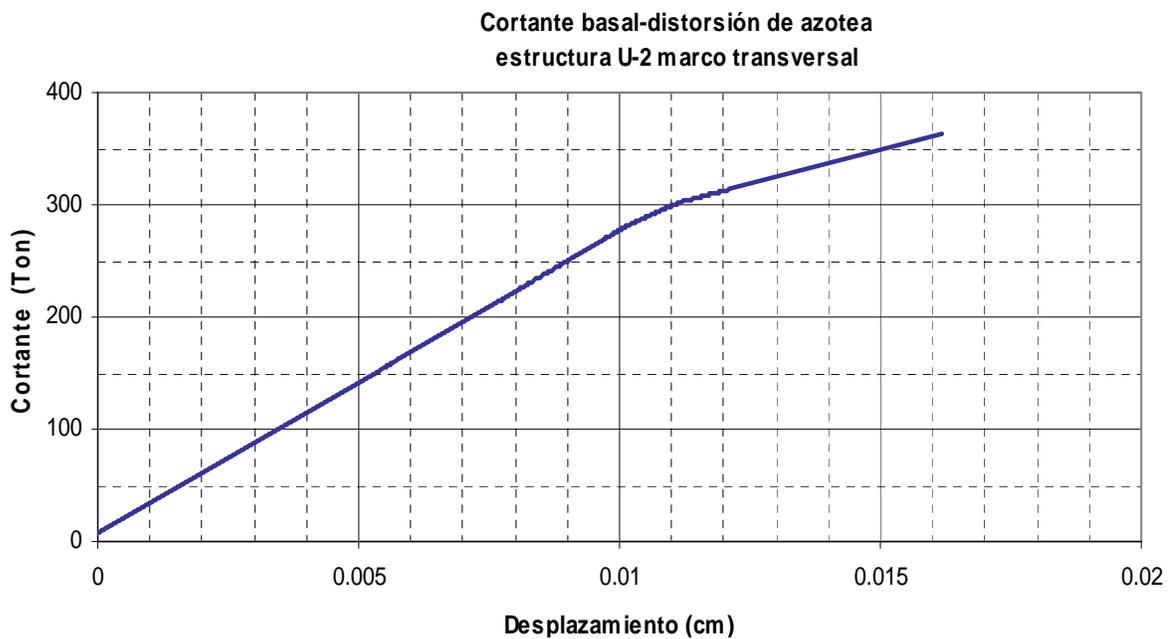
A continuación se presenta la *tabla 7.1.2.1* y la *gráfica 7.1.2.1* donde puede observarse como la estructura fue degradándose ante una carga monotónica creciente.

*Tabla 7.1.2.1 Perdida de rigidez en estructura U-2 Marco transversal.*

Tiempo (seg)	T <sub>efectivo</sub> (seg)	Distorsión azotea	Descripción
0 – 101	0.56	0.0074	La estructura presenta pequeñas deformaciones. Es el valor representativo de la rigidez global de la estructura sin daño. El concreto confinado que se encuentra a tensión en la sección cajón de la viga transversal se agrieta bajo distorsiones pequeñas. La estructura en forma global se encuentra en su rama elástica, la degradación de la rigidez es pequeña.
101 -110	0.58	0.0081	En este intervalo de tiempo a pesar de ser corto, la rigidez de la estructura continúa en su proceso de degradación a un paso más acelerado. El concreto a tensión que se encuentra confinado esta completamente agrietado desde su eje neutro hasta la fibra más alejada.
110 -134	0.64	0.0095	La estructura se encuentra aún en su rama elástica. En un intervalo de tiempo de escasos 2 segundos, el periodo efectivo incrementa su valor en 20%, pese a que la distorsión producida por la carga monotónica creciente es mínima.
134 -143	0.93	0.0099	A una distorsión un poco menor a la que el reglamento estipula, la estructura cede su capacidad resistente y de rigidez en su mayor parte. El periodo efectivo aumenta al doble de su valor original. A las vigas y columnas se les comienza a demandar más de su capacidad para impedir que la rotación en los nodos de los marcos se incremente.
143 - 178	1.26	0.0107	La estructura se encuentra en su punto de fluencia en forma global bajo un cortante basal de 275 Ton. Las columnas son los primero elementos que fluyen hasta formar sus articulaciones plásticas
178 - 202	1.37	0.0113	El periodo efectivo cae radicalmente. A pesar de ellos, la estructura metálica sigue deformándose tanto lineal como angularmente
202- 368		0.0162	La estructura ha llegado a su etapa final de degradación. Se ha agotado la capacidad de rotación en vigas y columnas. Se terminan de formar las articulaciones plásticas de los marcos. El periodo efectivo cae súbitamente, la estructura se ha degradado totalmente. La distorsión alcanzada finalmente es un 30% mayor a la máxima permitida.



Gráfica 7.1.2.1 periodo efectivo-Tiempo, estructura U-2 marco transversal en escala semilogarítmica

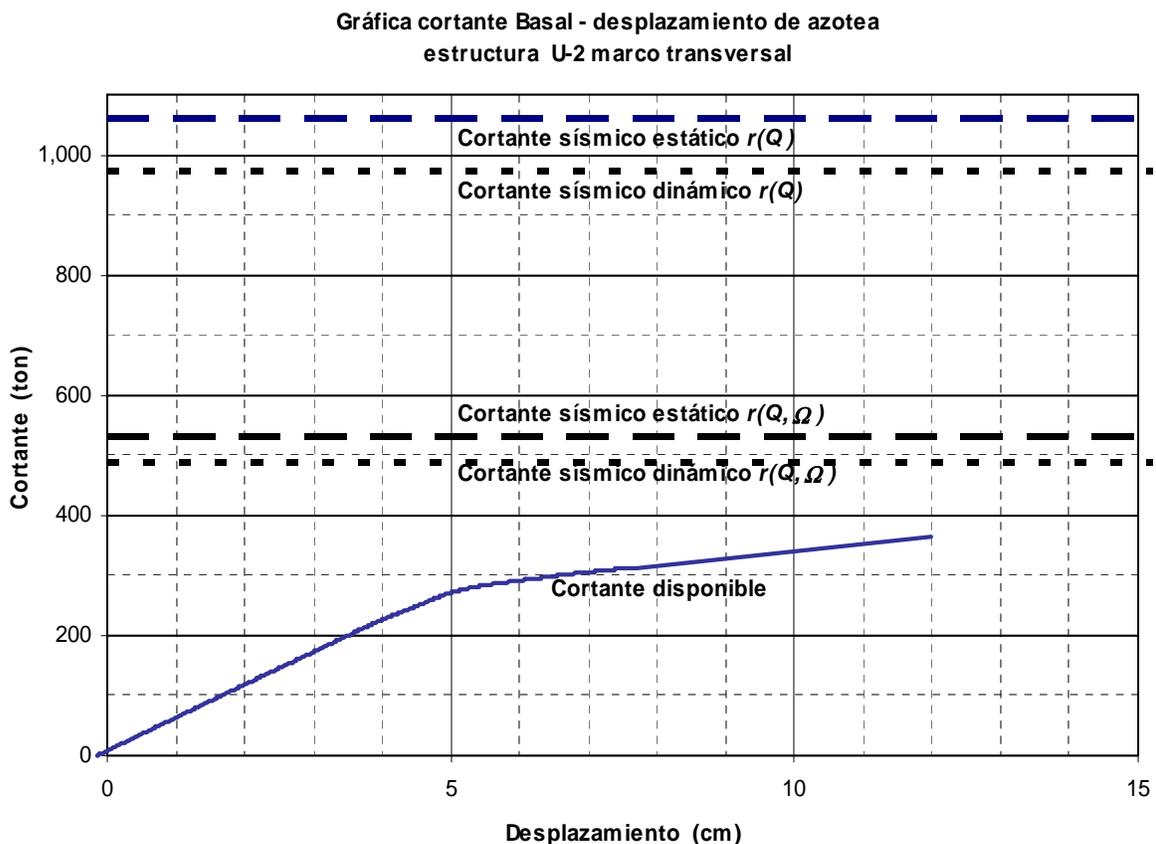


Gráfica 7.1.2.2 cortante basal-distorsión de azotea, estructura U-2 marco transversal

## 7. Comportamiento inelástico

Como se observa en la *gráfica 7.1.2.2*, la estructura, en su primer rama presenta una curva ascendente, ligera, en su rango elástico para después comenzar a fluir en un punto donde la traza de la gráfica presenta un quiebre y de allí continúa con una recta ascendente, la cual se mantiene con incremento constante hasta un valor cercano a las 360 Toneladas con un desplazamiento un poco mayor de 16 cm. A lo largo de esta gráfica se van formando articulaciones plásticas en vigas y columnas tanto en su rama elástica como en la inelástica, hasta que presenta un mecanismo de colapso.

Se presenta a continuación la *gráfica 7.1.2.3*, donde se compara el valor entre los cortantes en la base: cortante alcanzado en el análisis de empuje lateral, cortante dinámico, y el cortante estático demandado. Los espectros de diseño proporcionados por CFE y CAPFCE incluyen un factor de sobrerresistencia,  $\Omega=2$ , por lo que para realizar la comparativa la ordenada espectral se ha multiplicado por 2 y se ha dividido entre Q con lo que se obtiene un valor del cortante basal inelástico, que es más del doble del cortante que teóricamente podría alcanzar la estructura. En relación al cortante resistente de las columnas, con factor de resistencia de 1.0, se obtiene un valor de 2080 Toneladas, lo que representa casi 4.3 veces el cortante dinámico demandado reducido por sobrerresistencia y ductilidad, por lo que este marco tiene una falla por esfuerzos de flexocompresión en el caso de columnas y en flexión en caso de las vigas, y por esfuerzo cortante no llega a utilizar ni la mitad de su capacidad resistente.



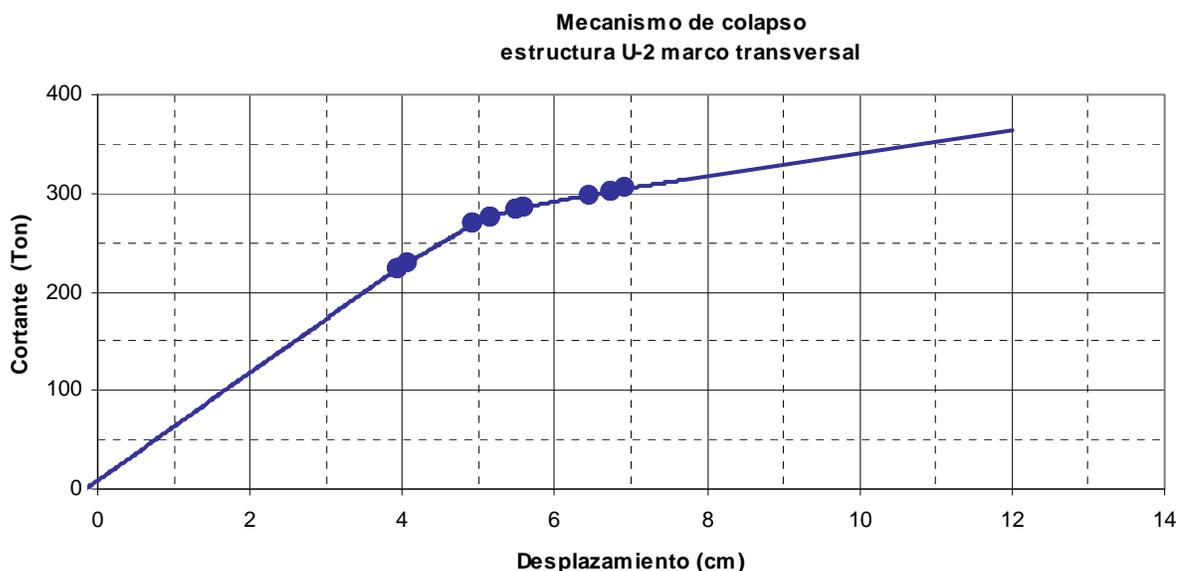
Gráfica 7.1.2.3 Comparativa entre los cortantes basales, estructura U-2 marco transversal

## 7. Comportamiento inelástico

Es importante también elaborar la gráfica con la formación de las articulaciones plásticas para tener un mecanismo de colapso que muestre de forma más clara cómo se comportó la estructura, por lo que en la *gráfica 7.1.2.4* se presenta dicho mecanismo. Se notan pocas articulaciones debido a que en algunas ocasiones se forman en el mismo instante.

La *figura 7.1.2.4* muestra como se fueron formando las articulaciones plásticas en función del tiempo, se indica con numeración progresiva. Las primeras articulaciones comienzan a formarse en la base de las columnas centrales, en planta baja, esto es debido a que las vigas de transversales tienen un mayor valor en su momento plástico. La estructura no tiene la capacidad de redistribuir momentos, inclusive no se forman articulaciones plásticas en los extremos a momento negativo de las vigas, por lo que continúan las articulaciones en la base de las columnas de la planta baja. Todas las columnas están completamente plastificadas en su base, no ha quedado alguna en la que no se haya formado una articulación plástica. Sólo se han formado algunas cuantas articulaciones plásticas en la base ni en el extremo superior de las columnas de la planta alta. Los elementos resistentes del marco han alcanzado su momento plástico y solo restaría un incremento mínimo en el momento actuante para que los extremos rotasen libremente sin ninguna restricción. No existe redistribución de momentos y en consecuencia no se formó ninguna articulación en vigas, esto es debido a que se presenta un sistema de piso suave. Por lo anterior, se tiene el mecanismo “viga fuerte-columna débil”

Con el propósito de ilustrar mejor el mecanismo de colapso para la estructura tipo U-2 en su dirección transversal, la *gráfica 7.1.2.4a* muestra como se formaron las articulaciones en función de la distorsión.



*Gráfica 7.1.2.4 Mecanismo de colapso, estructura U-2 marco transversal*

Se halló un valor de ductilidad global sin considerar el periodo del sistema en la dirección transversal de  $\mu = 2.03$ , por lo que presenta un modo de falla frágil ante una sollicitación accidental.

## 7. Comportamiento inelástico

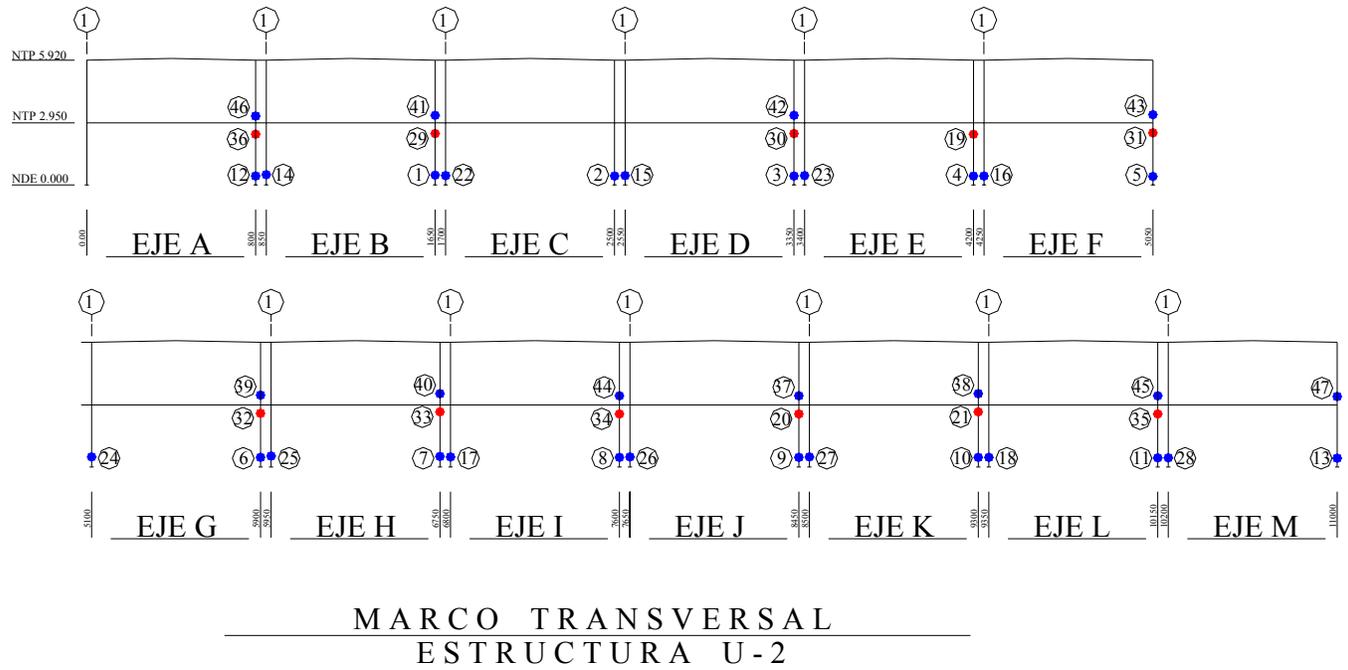
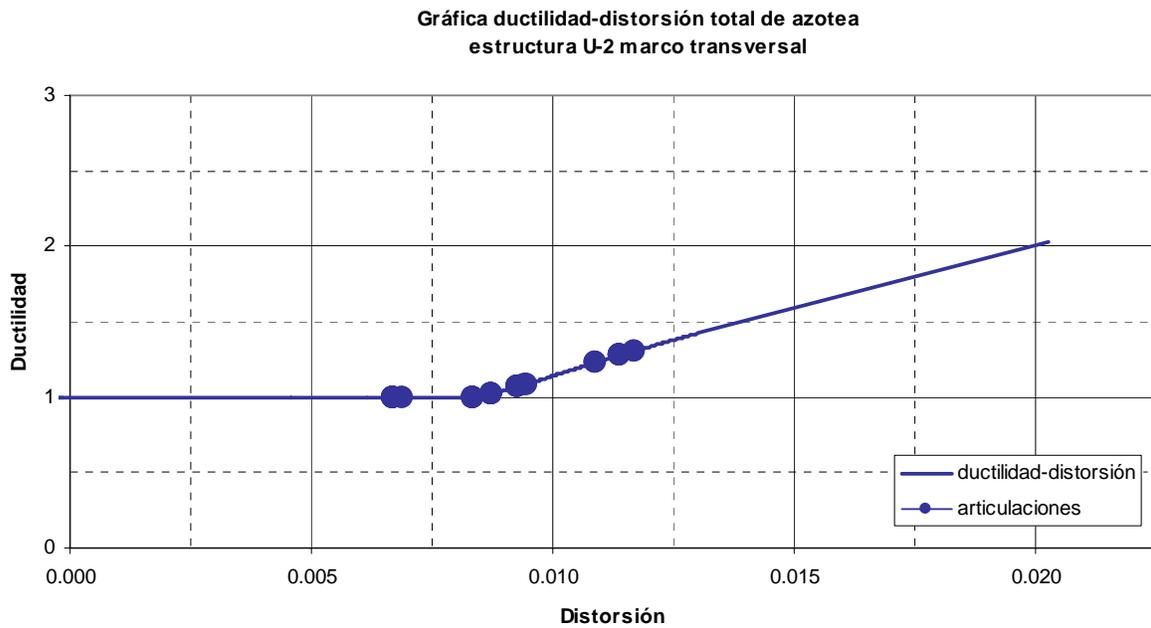


Figura 7.1.2.4 Mecanismo de colapso estructura U-2 marco transversal



Gráfica 7.1.2.4a Ductilidad-distorsión de azotea estructura U-2 marco transversal

### Marco Longitudinal

Para el estudio del comportamiento de la estructura tipo U-2 en su marco longitudinal, conviene conocer tanto el comportamiento con y sin muros estructurales, que como ya se mencionó, fueron modelados por diagonales equivalentes inelásticas. El propósito de generar estos dos marcos es conocer la forma en que influyen los muros de concreto en la deformación inelástica de la estructura.

#### a) Modelo Sin muros estructurales

Para simplificar el comportamiento de este modelo, solo se describirá el mecanismo de colapso.

En la *gráfica 7.1.2.5* se ve que la estructura en su primer rama presenta una línea recta en su rango elástico para después comenzar a fluir en un punto donde la traza de la gráfica se presenta un quiebre y de allí continúa con una recta ascendente, la cual se mantiene constante hasta un valor aproximado de 168 Toneladas con un desplazamiento un poco más de 10 cm. A lo largo de esta curva se van formando articulaciones plásticas en vigas y columnas tanto en su rama elástica como en la inelástica, hasta que presenta un mecanismo de colapso. Como en esta dirección no intervienen las vigas en construcción compuesta, y solo están trabajando el marco en acero, el diagrama toma la forma del modelo histerético elastoplástico.

Las articulaciones comienzan a formarse en las vigas de los extremos cuando trabajan a momento positivo y negativo, se encuentran ya en su etapa de postfluencia en su rama plástica con rotaciones importantes. La estructura no tiene la capacidad de redistribuir momentos, por lo que comienzan a aparecer las articulaciones en la base de las columnas sin que continúen formándose las articulaciones en el otro extremo de las vigas. Todas las columnas están completamente plastificadas en su base. En su etapa final de postfluencia, la estructura presenta articulaciones en el extremo superior de las columnas. Los elementos resistentes del marco han alcanzado su momento plástico y solo restaría un incremento mínimo en el momento actuante para que los extremos rotasen libremente sin ninguna restricción. Solo se presentan articulaciones en la planta baja.

En la *figura 7.1.2.5* se representa el mecanismo de falla solo del marco estructural.

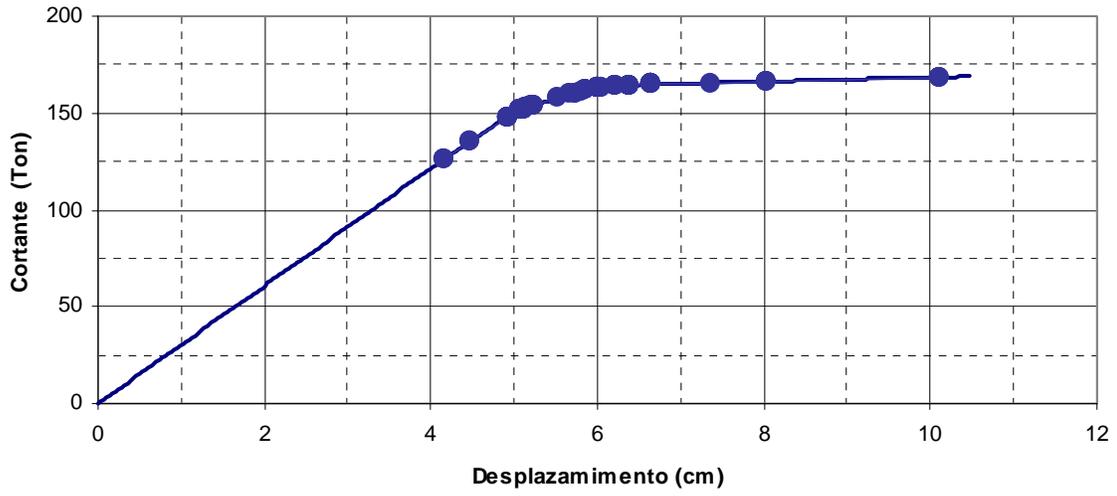
Este marco tiene una ductilidad  $\mu = 2.02$ , lo que indica que la estructura tiene una ductilidad baja, lo que origina una falla frágil ante una sollicitación accidental.

#### b) Modelo con muros estructurales

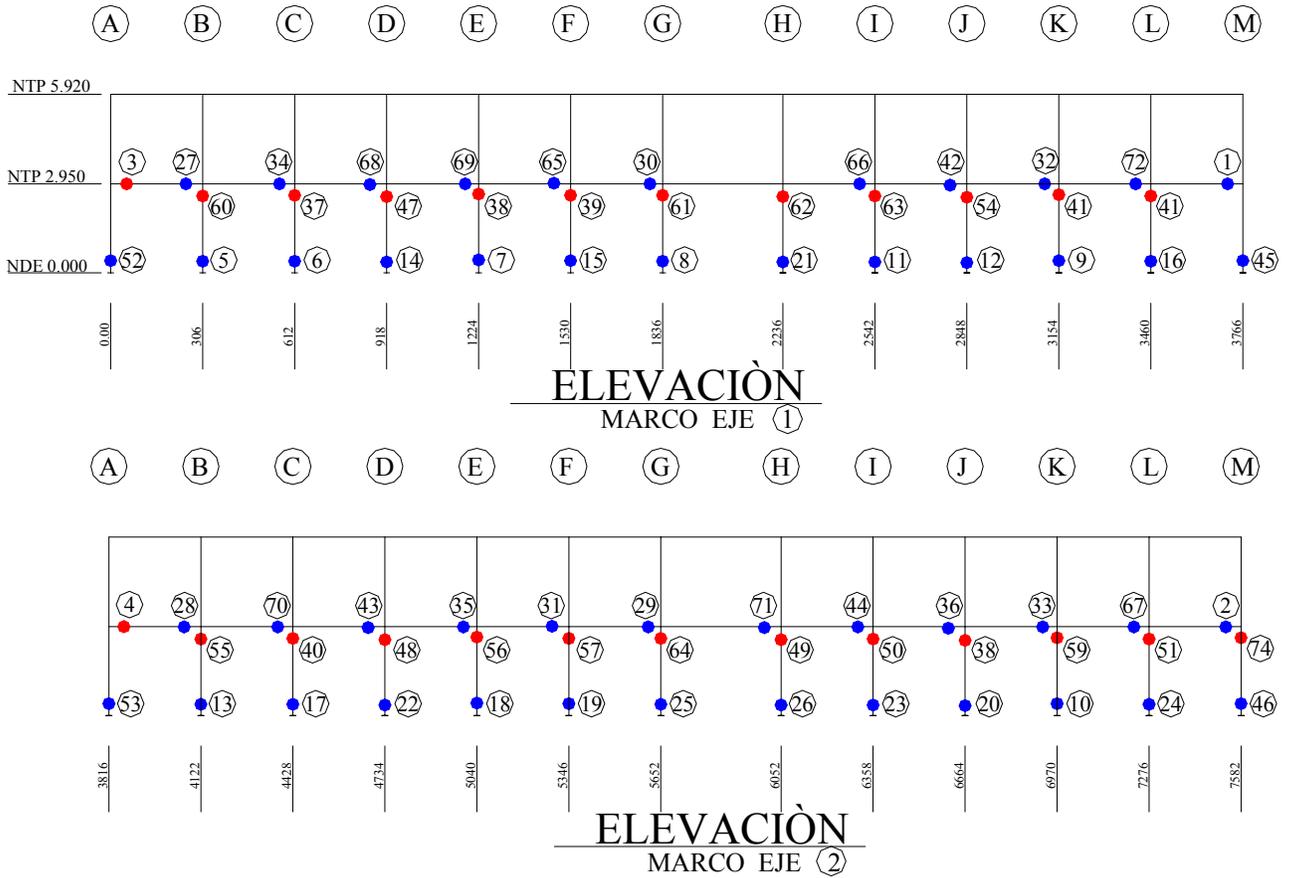
Los muros de concreto a pesar de estar perfectamente anclados a la cimentación solo tienen continuidad en el acero de refuerzo pero no en el concreto entre la planta baja y la alta, por lo que se predisponía a que no trabajara como una columna ancha que presentaría un modo de falla a la flexión sino que por su discontinuidad y geometría por un modo de falla frágil.

Se presenta a continuación la forma en que se comporta el marco longitudinal, pero ahora con muros estructurales de concreto reforzado que no están ligados rígidamente a los marcos. Ver *tabla 7.1.2.6* y *gráfica 7.1.2.6*

Mecanismo de colapso  
estructura U-2 Solo marco longitudinal



Gráfica 7.1.2.5 Mecanismo de colapso, estructura U-2 solo marco longitudinal



MARCO LONGITUDINAL  
ESTRUCTURA U-2

Figura 7.1.2.5 Mecanismo de colapso estructura U-2 Solo marco longitudinal

## 7. Comportamiento inelástico

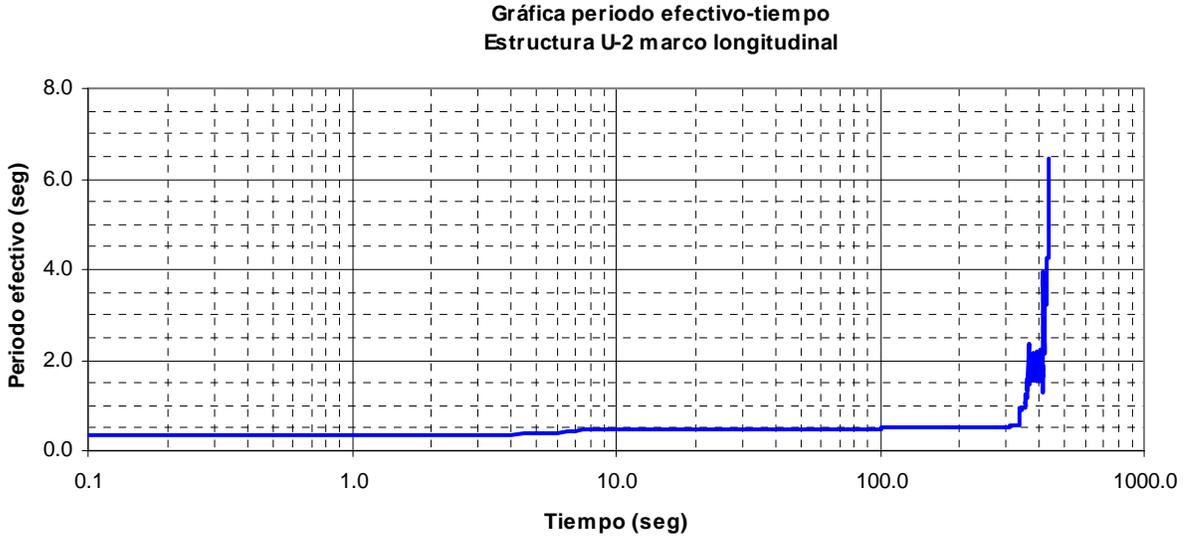
Tabla 7.1.2.6 Perdida de rigidez en estructura U-2 marco longitudinal (con muros).

Tiempo (seg)	T <sub>efectivo</sub> (seg)	Distorsión azotea	Descripción
0 – 5	0.36	0.0001	La estructura no presenta degradación alguna. Es el valor representativo de su rigidez global cuando no presenta degradación alguna.
5 – 9	0.41	0.0001	El muro a pesar de no estar ligado rígidamente al marco que lo contiene, si influye restringiendo las rotaciones angulares en los mismos marcos. Por la gran rigidez lateral que presenta el muro, el cortante basal es tomado por éste. La caída de rigidez esta en función de lo que se degrade el muro debido a la gran contribución que tiene este en su rigidez lateral.
9 – 100	0.45	0.0018	La estructura se comporta geoméricamente lineal. Las secciones de vigas y columnas permanecen en su rango elástico según su diagrama momento-curvatura. Los muros de concreto armado experimentan su agrietamiento a la mitad de este Intervalo de tiempo en planta baja, cuando la distorsión para ese nivel llega a 0.0016.
100 – 397	1.90	0.0057	Al final de este intervalo de tiempo los muros se agrietan en planta alta. El periodo efectivo sufre un incremento drástico que lo lleva a obtener un valor de 6 veces más de su estado original. Dos muros de concreto de la planta baja han fallado por lo que los que dos restantes siguen aportando su capacidad de rigidez lateral. El empuje lateral le demanda una mayor capacidad que impida que la estructura se deforme. Se forman las articulaciones plásticas en vigas y columnas. En este intervalo se alcanza el punto de fluencia en forma global de la estructura con un cortante basal de 142 Ton.
397 – 427	3.67	0.0058	El periodo efectivo cae radicalmente. Los muros de la planta baja han agotado su capacidad resistente y de rigidez, por lo que se han colapsado. En este intervalo de tiempo los muros de la planta alta experimentan su fluencia en su puntal a compresión.
427- 438	6.46	0.0058	Los elementos del marco están terminando de formar sus articulaciones. El periodo efectivo cae súbitamente, la estructura se ha degradado totalmente. La estructura se encuentra articulada en las secciones que tienen esta capacidad. Los muros de la planta alta han agotado su capacidad para resistir el empuje lateral y han colapsado. Se han formado las últimas articulaciones plásticas en la base de la estructura. No se alcanza a llegar a la distorsión permisible de 0.006 para marcos que contienen elementos frágiles.

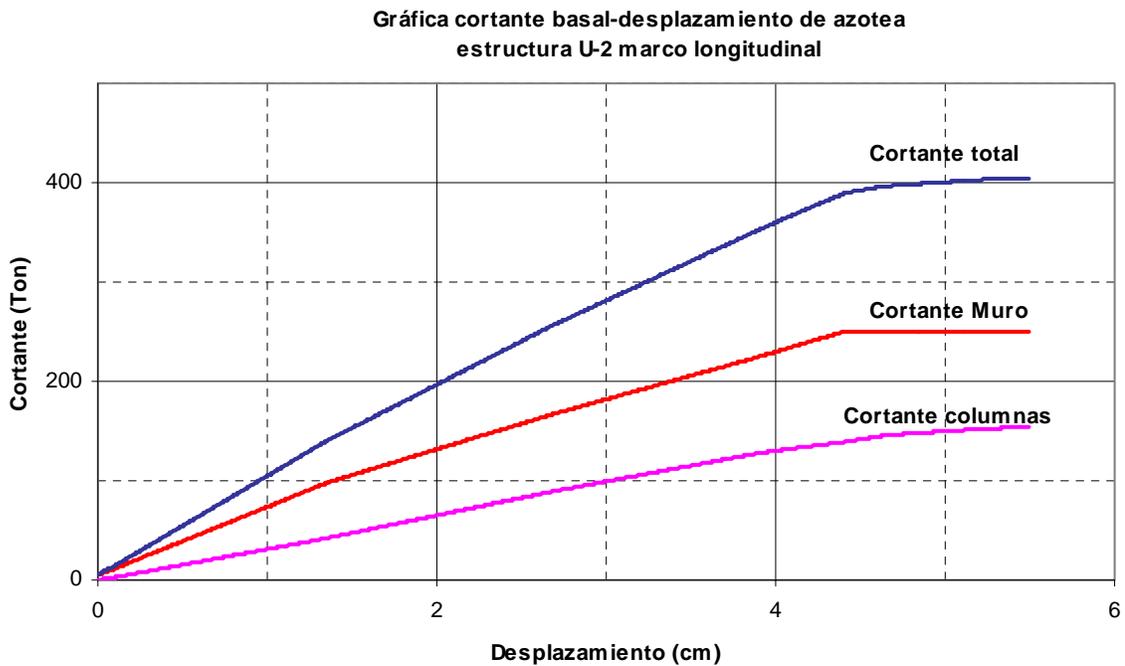
Como se muestra en la *gráfica 7.1.2.7* cortante basal-desplazamiento de azotea, se presentan tres curvas: cortante disponible aportado por las columnas, por el muro y el cortante total. Fue necesario hacer curvas de los dos grupos de estructuras resistentes (muros y columnas) para poder correlacionarlas y de esta forma entender su comportamiento, ya que se esta considerando que las columnas tienen un modo de falla dúctil, mientras que los muros uno frágil. La estructura, en su primer rama presenta una curva ascendente, ligera, en su rango elástico hasta que los muros alcanzan su nivel de agrietamiento y luego presenta un quiebre ligero con un segmento de recta para después comenzar a fluir en un punto donde la traza de la gráfica se presenta un último quiebre y de allí continúa con una recta ascendente, la cual se mantiene con incremento constante

## 7. Comportamiento inelástico

hasta un valor cercano a las 404 Toneladas con un desplazamiento de azotea un poco mayor de de 5 cm. A lo largo de esta gráfica se van formando articulaciones plásticas en vigas y columnas tanto en su rama elástica como en la inelástica, hasta que presenta un mecanismo de colapso.



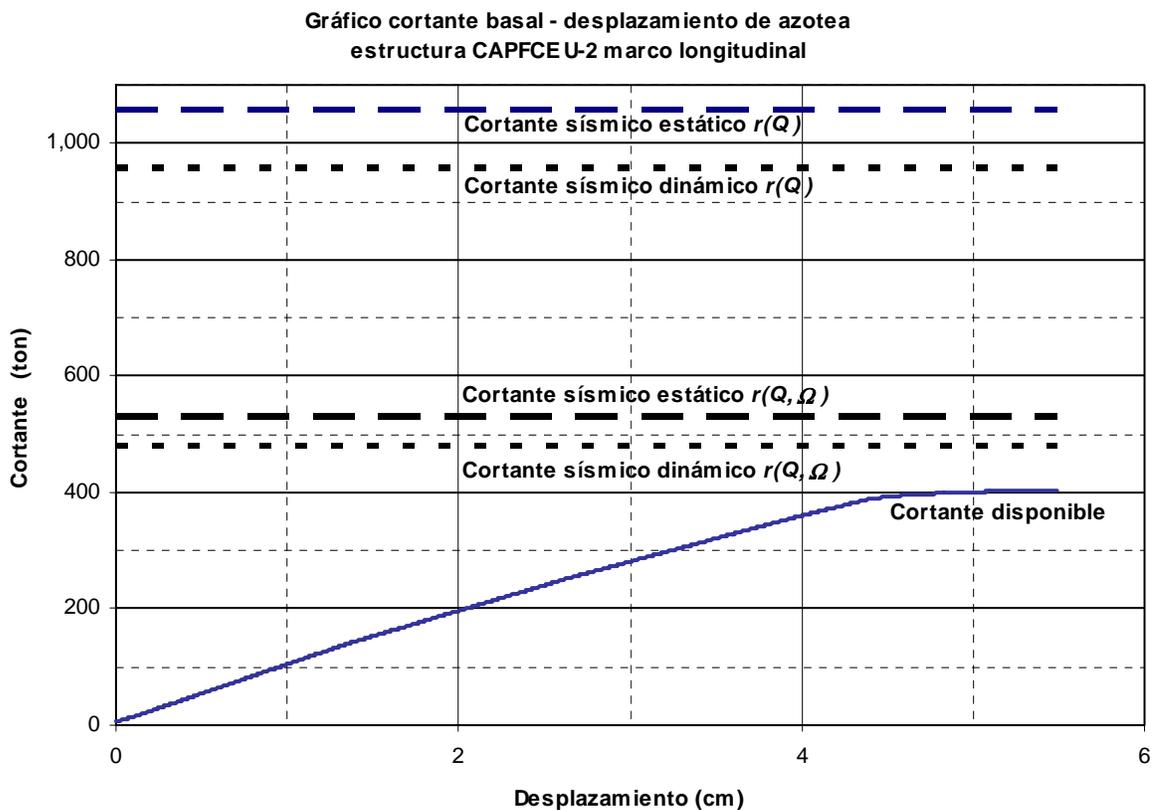
Gráfica 7.1.2.6 periodo efectivo-Tiempo, estructura U-2 marco longitudinal en escala semilogarítmica



Gráfica 7.1.2.7 Cortante basal-desplazamiento de azotea, estructura U-2 marco longitudinal

## 7. Comportamiento inelástico

En la *gráfica 7.1.2.8* se compara el cortante estático y dinámico demandado con el cortante disponible. El cortante dinámico es ligeramente menor al estático pero ambos tienen una ordenada más del doble del cortante que teóricamente podría alcanzar la estructura en su rama elástica. El cortante resistente es de 925 Toneladas, con factor de resistencia de 1.0, lo que representa casi 1.9 veces el cortante dinámico demandado reducido por sobrerresistencia y por ductilidad. Con estos dos últimos parámetros parecería que la estructura no presentaría ningún problema ante una sollicitación sísmica, sin embargo, dado que la estructura cuenta con una capacidad resistente al corte superior a la demandada producto del análisis elástico, se ha demostrado que la estructura tipo U-2 falla por esfuerzos de flexocompresión en el caso de columnas y en flexión en caso de las vigas, aunque por esfuerzo cortante no llegue a utilizar ni la mitad de su capacidad resistente.



*Gráfica 7.1.2.8 Comparativa entre los cortantes basales, estructura U-2 marco longitudinal*

Las articulaciones comienzan a formarse en 4 columnas en su base, luego las vigas de los extremos cuando trabajan a momento positivo y negativo, se encuentran ya en su etapa de postfluencia en su rama plástica con rotaciones importantes. La estructura tiene poca capacidad de redistribuir sus elementos mecánicos, por lo que continúan apareciendo las articulaciones en la base de las columnas alternadamente continúan formándose las articulaciones en el otro extremo de las vigas. Todas las columnas están completamente plastificadas en su base, solo han quedado las columnas de los extremos. Puede observarse que las vigas donde se modelan las diagonales

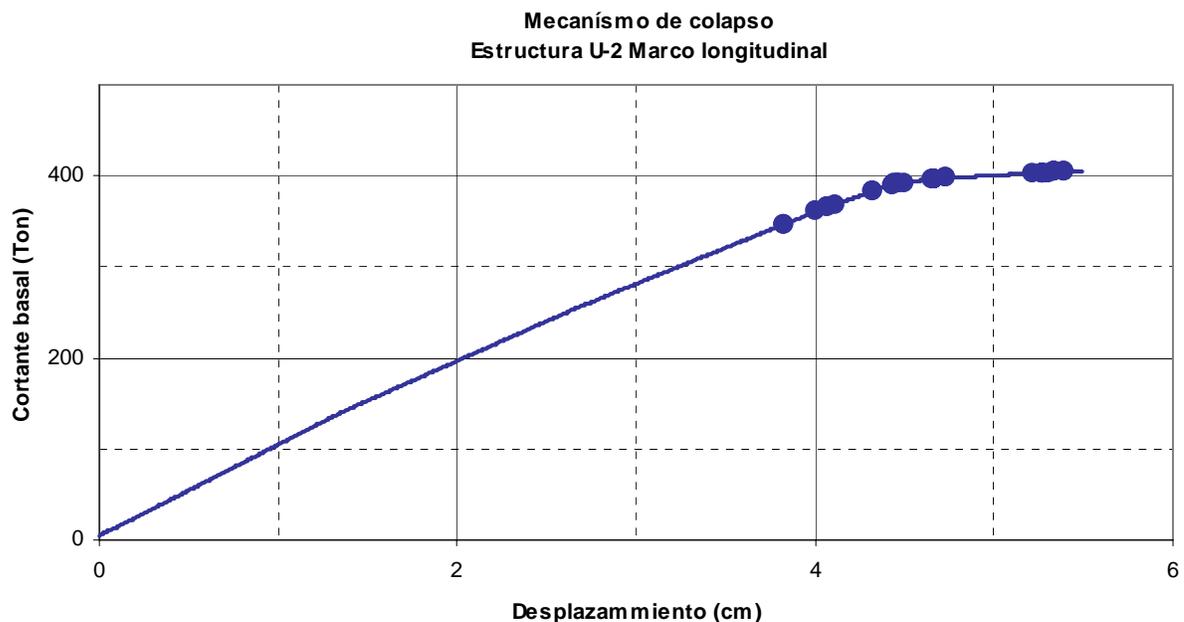
## 7. Comportamiento inelástico

equivalentes no presentan articulaciones plásticas, pero las columnas en su extremo superior donde se localiza la diagonal se forma una articulación cuando la diagonal trabaja a tensión. Los elementos resistentes del marco han alcanzado su momento plástico y solo restaría un incremento mínimo en el momento actuante para que los extremos rotasen libremente sin ninguna restricción. Solo se presentan articulaciones en la planta baja. En la gráfica puede notarse que después del punto de fluencia la elongación que tiene la curva después que se ha formado la última articulación es muy pequeña y esto es debido a que como se explicó, la presencia de los muros influye para que los marcos no tengan un comportamiento dúctil.

Cuando los muros alcanzan su resistencia máxima y fallan ya no son capaces de aportar rigidez lateral, a esos niveles de fuerza lateral el muro se desliga completamente del marco principal, lo que origina que en el marco exista una demanda excesiva en las rotaciones de sus extremos tal que el marco trabajando solo no tiene la suficiente capacidad resistir dichas acciones.

Es notorio que al no formarse ninguna articulación en la planta alta es un indicativo que la planta baja tiene un sistema de piso suave. Se observa el mecanismo “viga fuerte-columna débil”.

En la *figura 7.1.2.9* se representa el mecanismo de falla del marco estructural completo. También la *gráfica 7.1.2.9a* muestra como se formaron las articulaciones en función de la distorsión.



*Gráfica 7.1.2.9 Mecanismo de colapso, estructura U-2 marco longitudinal*

Se halló un valor de ductilidad global en la dirección longitudinal de  $\mu = 2.30$ , que es un valor que se esperaba llegar debido a la presencia de los muros estructurales, lo que indica que la estructura es capaz de tener un comportamiento poco dúctil, presentando un modo de falla frágil ante una sollicitación accidental.

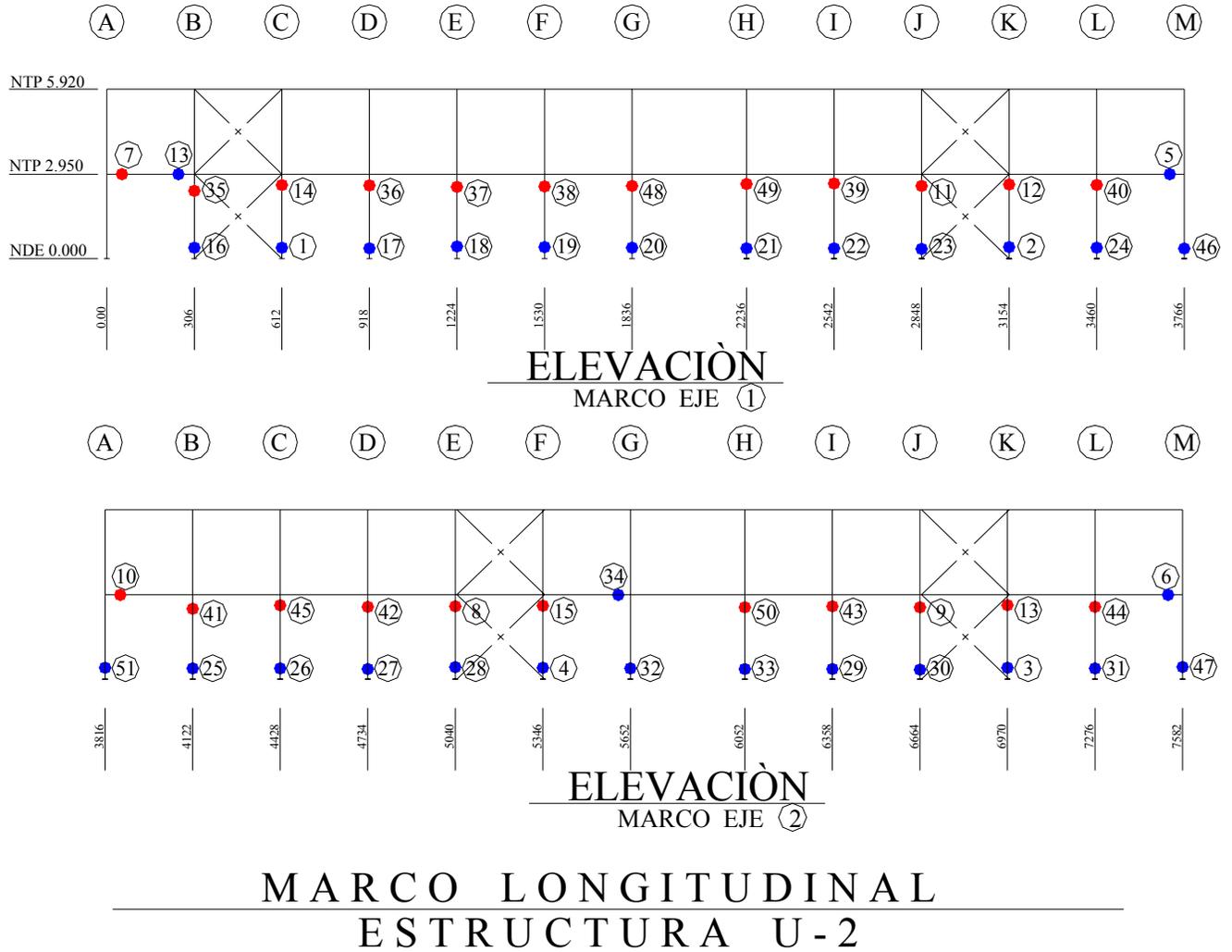
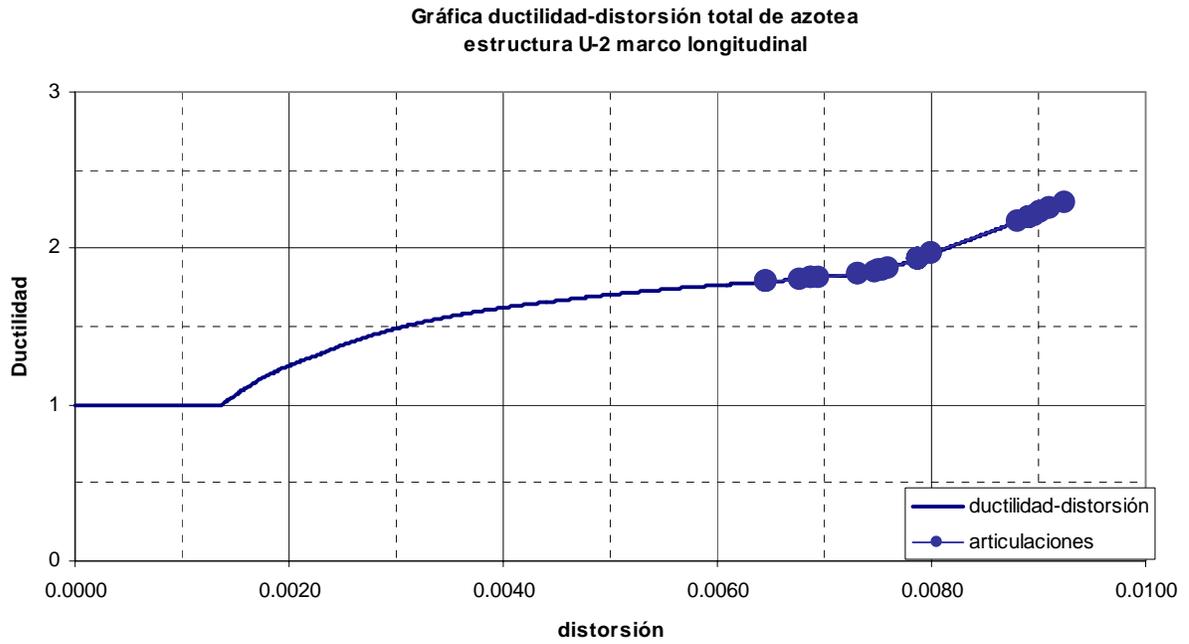


Figura 7.1.2.9 Mecanismo de colapso estructura U-2 marco longitudinal

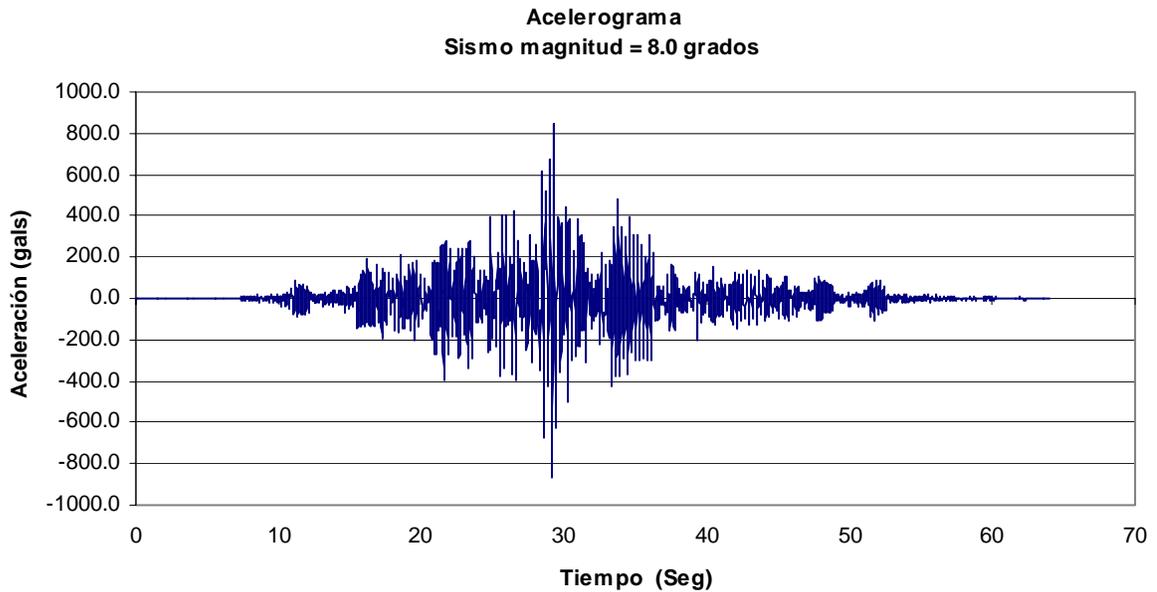


Gráfica 7.1.2.9a Ductilidad-distorsión de azotea estructura U-2 marco longitudinal

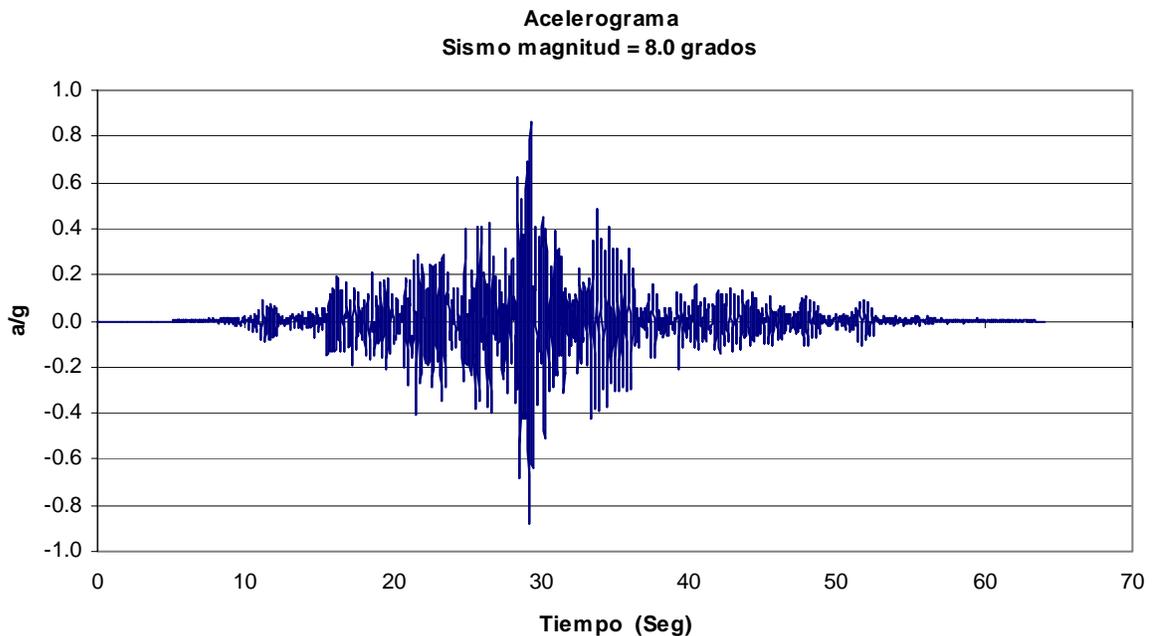
7.2 Comportamiento del análisis paso a paso

Como se apuntó en el capítulo anterior, el análisis paso a paso tiene como propósito conocer el comportamiento inelástico de la estructura ante una excitación dinámica, llevando a que la estructura degrade su rigidez en un lapso de tiempo determinado (paso). Se realiza este análisis para determinar su comportamiento ante una carga cíclica que a diferencia del “pushover” solo se aplicó una carga estática en una dirección.

A continuación se presentan los acelerogramas empleados en el análisis paso a paso, el primero en función de la aceleración inducida al sistema y el segundo como una fracción de la aceleración de la gravedad.



Gráfica 7.2.a Acelerograma sismo de Acapulco, suelo blando.



Gráfica 7.2.b Acelerograma empleado aceleración como fracción de la gravedad

## 7. Comportamiento inelástico

Se presenta a continuación el comportamiento de las estructuras tipo U-1 y U-2 en cada una de sus direcciones a través de tablas así como de gráficas que reproducen dicho comportamiento.

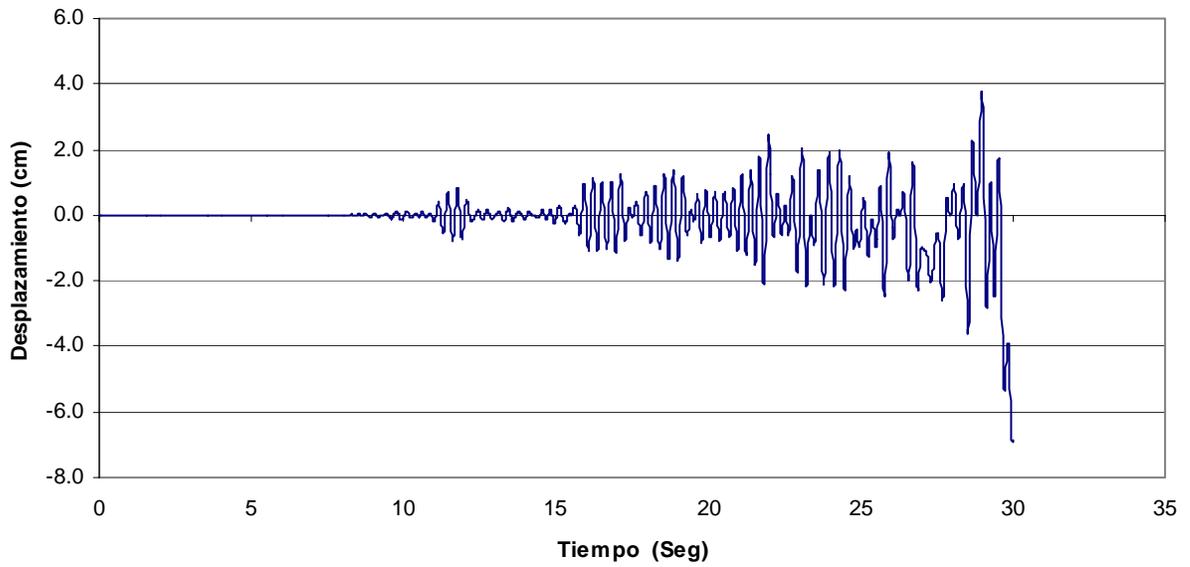
### 7.2.1 Estructura tipo U-1

#### Marco transversal

*Tabla 7.2.1.1 Comportamiento inelástico estructura U-1 marco transversal*

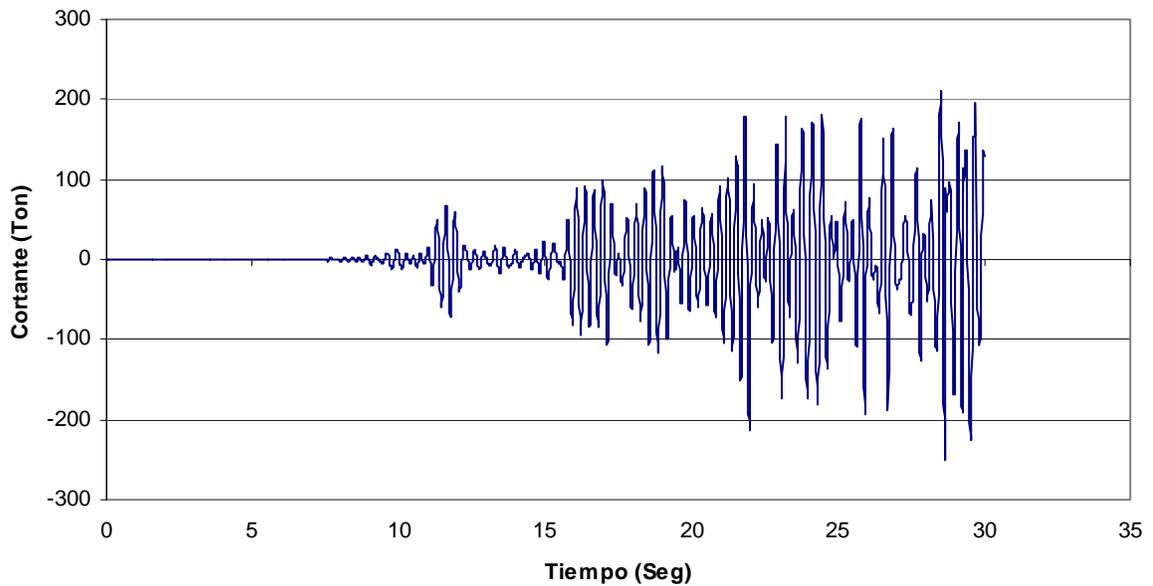
Tiempo (seg)	V <sub>basal</sub> (Ton)	Coficiente sísmico	Distorsión máxima Azotea	Descripción
0 – 7	0.79	0.01	0.00003	No existe una deformación apreciable en la estructura en forma global.
7 – 10	12.90	0.05	0.00051	El periodo fundamental de la estructura es de 0.34 Seg. Puede apreciarse que el cortante basal demandado y alcanzado se incrementa más 10 veces más que el cortante anterior, sin embargo la distorsión a pesar de sufrir un incremento también cercano a 10 veces de su valor inicial, lejos está de provocar agrietamientos en el concreto de las vigas transversales.
10 - 15	72.48	0.30	0.00289	El concreto a tensión que se encuentra confinado en de las vigas transversales experimenta su agrietamiento a momento negativo y a momento positivo en la fibra extrema de su alma.
15 – 20	115.70	0.48	0.00464	Por la misma naturaleza de la excitación, el cortante demandado aumenta su valor en un 50%, sin embargo la distorsión crece al doble. Es un indicativo de que a incrementos bajos de cortante, la distorsión de azotea lo hará en incrementos mayores. Pese a esto la estructura permanece en su rama elástica.
20 - 30	210.90	0.87	0.02350	La aceleración inducida por la excitación produce los valores máximos en la respuesta no lineal de la estructura. El concreto a tensión de las vigas transversales está completamente agrietado. La mayor aportación de las rotaciones está a cargo ahora solo del perfil de acero en vigas y columnas, ya que las mismas continúan resistiendo los momentos flexionantes. Como se vio en el “pushover”, el cortante que produce la fluencia en la estructura es de 207 Ton, valor inferior al máximo alcanzado, por lo que se asume que se está en la rama postfluencia de la curva. Al caer súbitamente la rigidez y la resistencia de las vigas, las columnas en este instante de tiempo reciben un mayor esfuerzo ocasionado por momento flexionante que se ha redistribuido. La distorsión máxima alcanza de es el doble de la distorsión permitida en el reglamento. El coeficiente sísmico demandado y disponible a su vez por la estructura es inferior a la mitad del estipulado por diseño $c=(1.29 \times 2)/(0.8 \times 2)=1.61$ (se ha multiplicado ya por la sobrerresistencia de 2), además la estructura se vuelve inestable debido a que se ha degradado completamente su rigidez, no llegando a los 64 segundos que dura la excitación. <b>La estructura se colapsa.</b>

**Gráfica Desplazamiento de azotea-tiempo  
estructura tipo U-1 marco transversal**



*Gráfica 7.2.1.1 Desplazamiento total de azotea- Tiempo estructura U-1 marco transversal*

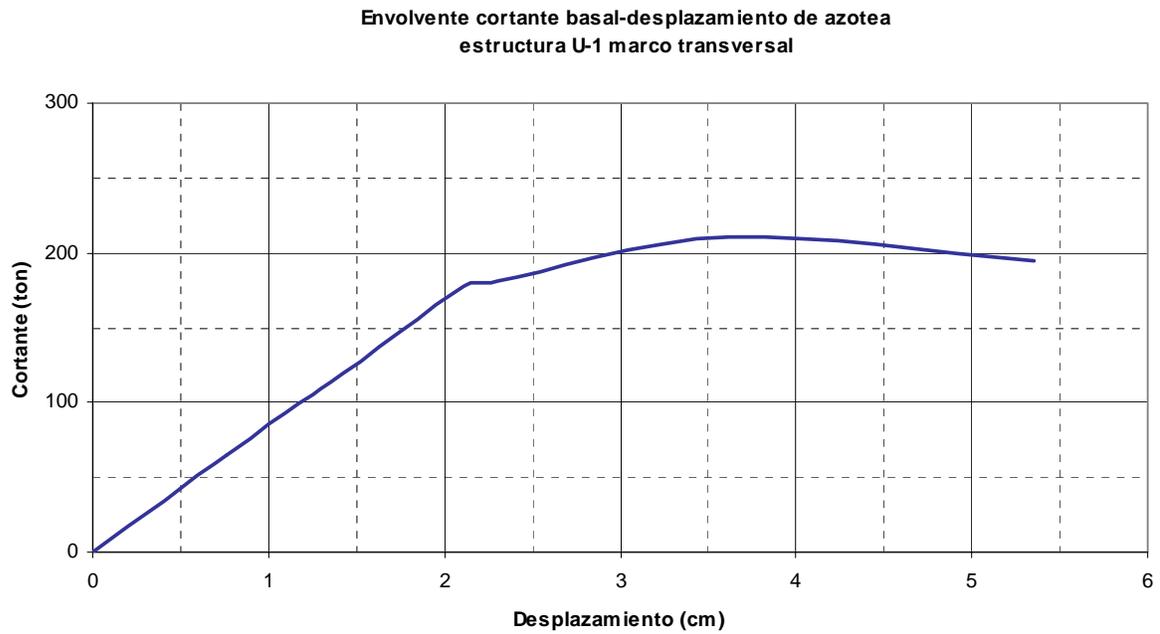
**Gráfica cortante basal-tiempo  
estructura tipo U-1 marco transversal**



*Gráfica 7.2.1.2 Cortante basal- Tiempo estructura U-1 marco transversal*

## 7. Comportamiento inelástico

La *gráfica 7.2.1.2a* muestra la envolvente del cortante basal contra su respectivo desplazamiento a nivel de azotea

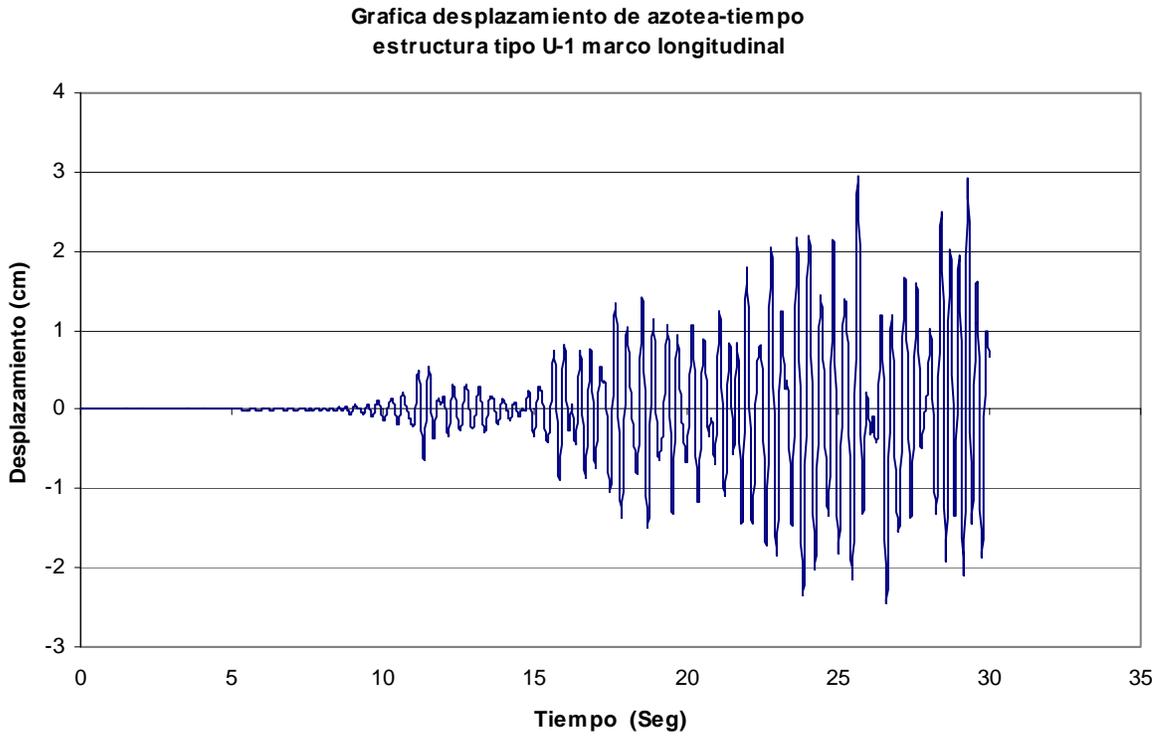


*Gráfica 7.2.1.2a Cortante basal- desplazamiento de azotea U-1 marco transversal*

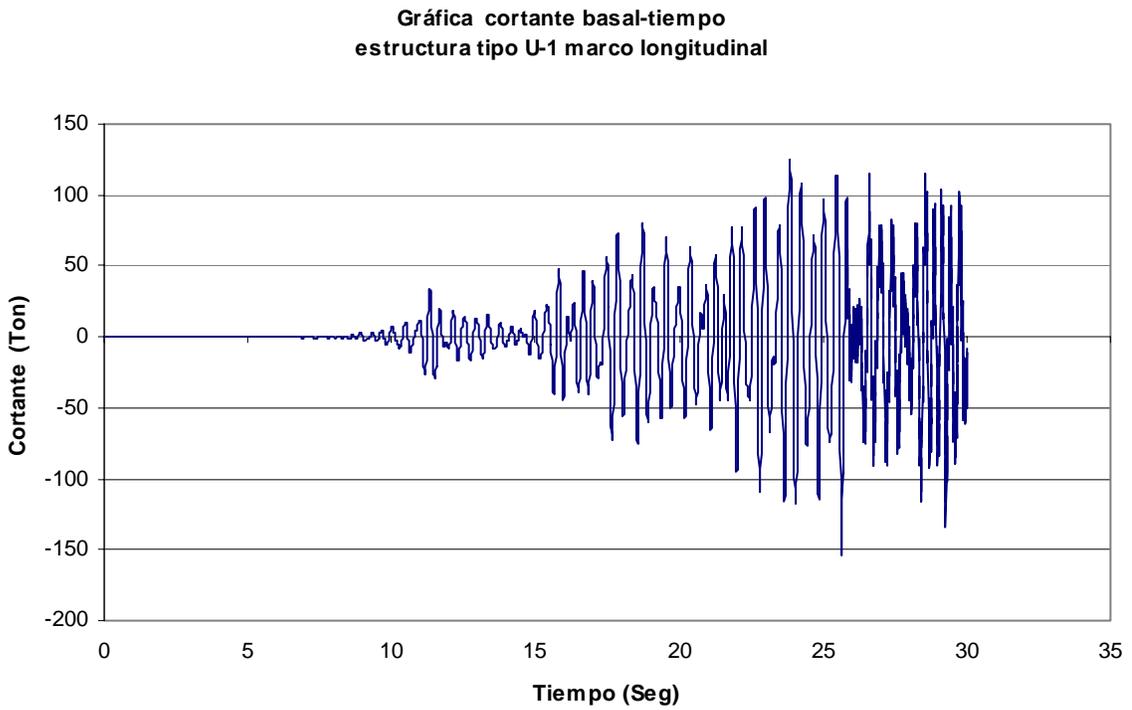
**Marco longitudinal**

*Tabla 7.2.1.3 Comportamiento inelástico estructura U-1 marco longitudinal*

Tiempo (seg)	V <sub>basal</sub> (Ton)	Coficiente sísmico	Distorsión azotea	Descripción
0 – 8	1.11	0.01	0.00007	No existe una deformación apreciable en la estructura en forma global.
8 – 15	33.63	0.14	0.00213	El periodo fundamental de la estructura es de 0.43 Seg. Puede apreciarse que el cortante basal demandado se incrementa drásticamente 30 veces más que el cortante anterior, asimismo la distorsión se incrementa 30 veces su valor inicial, lo que indica que la estructura tiene una respuesta lineal y permanece en su rango elástico.
15 – 20	79.99	0.33	0.00507	Por la misma naturaleza de la excitación, el cortante demandado aumenta su valor más del doble del intervalo de tiempo anterior. La estructura continúa dentro de su rango elástico. Como en este marco tanto vigas y columnas son de acero se ha usado un modelo hysterético elastoplástico, por lo que la rigidez de la estructura se mantendrá proporcional hasta llegar a la fluencia.
20 -25	125.40	0.52	0.00795	En este intervalo de tiempo la distorsión solo se incrementa un poco. La estructura sigue en su rama lineal, vigas y columnas sufren rotaciones moderadas.
25 - 30	126.0	0.53	0.00998	La aceleración inducida por la excitación produce los valores máximos en la respuesta no lineal de la estructura. La estructura se encuentra en su etapa de postfluencia y tanto vigas como columnas están proporcionando toda su capacidad para impedir que el cortante actuante deforme al marco tanto traslacionalmente como angularmente. La distorsión máxima que se presenta está al límite del establecido en las Normas. No se alcanzó el cortante de fluencia de 160 Ton determinado en el “pushover”. El coeficiente sísmico demandado y disponible a su vez por la estructura es muy inferior al estipulado por diseño de $c=(1.29 \times 2)/(0.8 \times 2)=1.61$ (se ha multiplicado ya por la sobrerresistencia de 2). <b>La estructura no es capaz de resistir la aceleración del espectro de diseño.</b> La estructura se vuelve inestable ante la aceleración inducida. El movimiento oscilatorio traslacional de la estructura ya no vuelve a pasar por su origen sino que solo se va desplazando cada vez más pero solo hacia una dirección. Esto sucede ante un nivel constante del cortante basal. La estructura se colapsa.



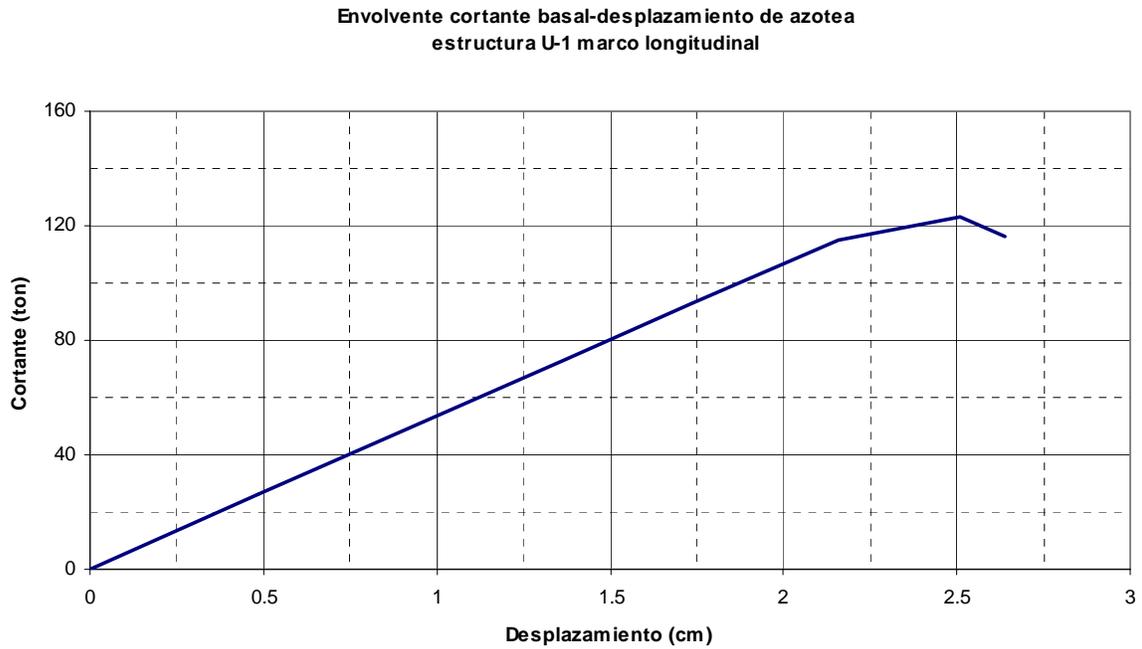
*Gráfica 7.2.1.3 Desplazamiento de azotea- Tiempo estructura U-1 marco longitudinal*



*Gráfica 7.2.1.4 Cortante basal- Tiempo estructura U-1 marco longitudinal*

## 7. Comportamiento inelástico

La *gráfica 7.2.1.4a* muestra la envolvente del cortante basal contra su respectivo desplazamiento a nivel de azotea



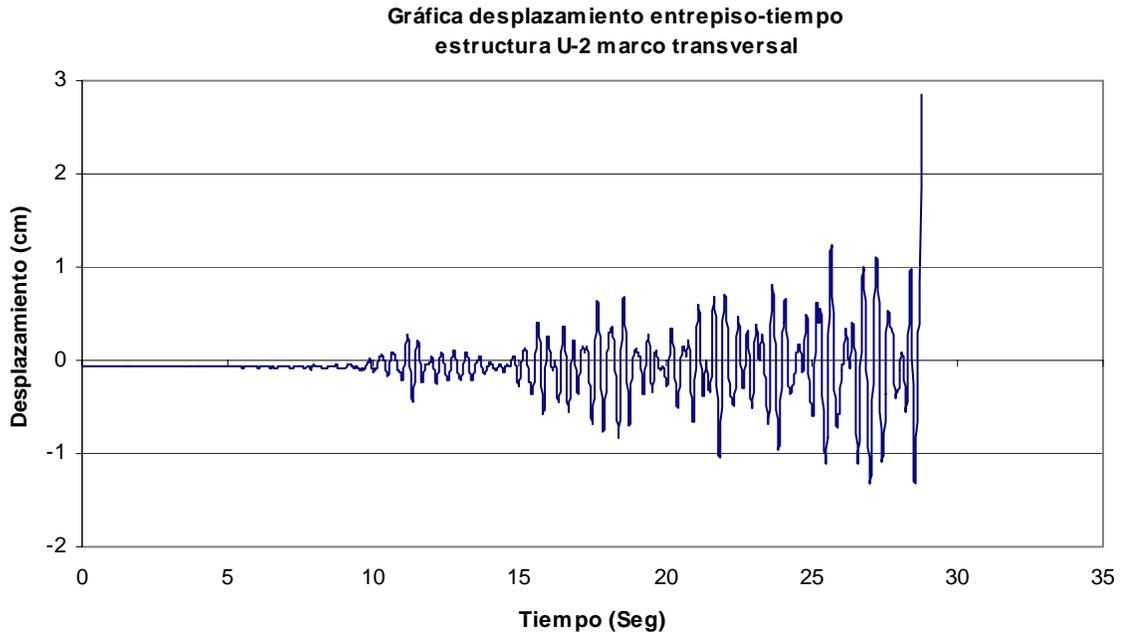
*Gráfica 7.2.1.4a Cortante basal- desplazamiento de azotea U-1 marco longitudinal*

7.2.2 Estructura tipo U-2

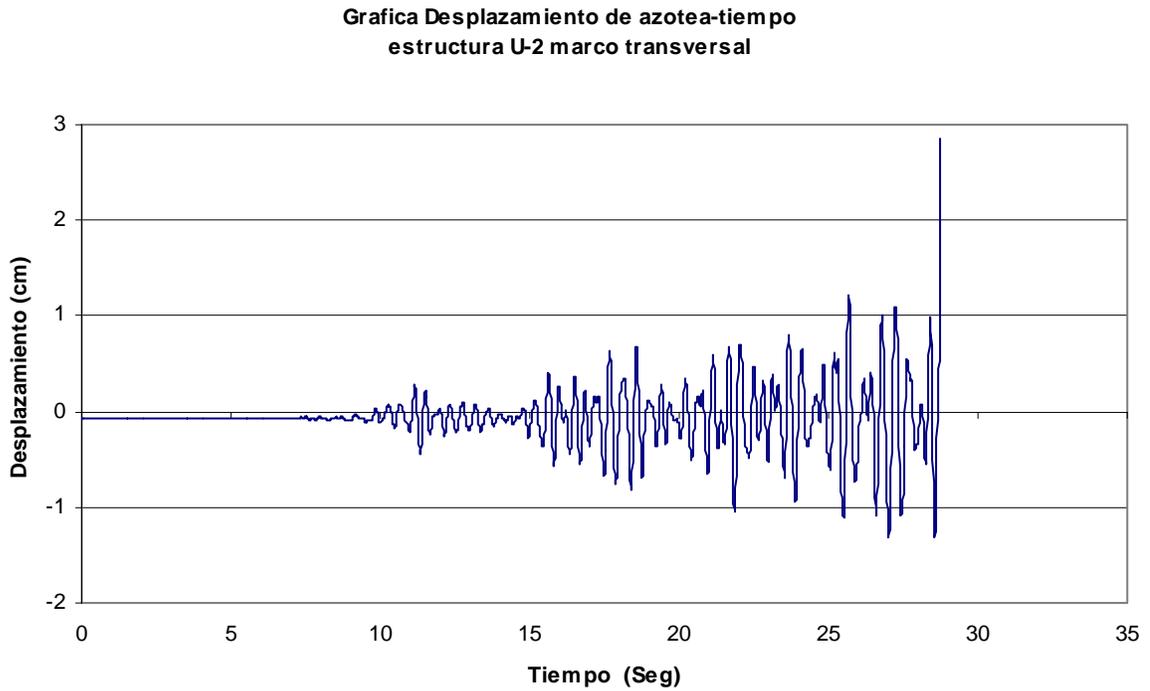
Marco transversal

Tabla 7.2.2.1 Comportamiento inelástico estructura U-2 marco transversal

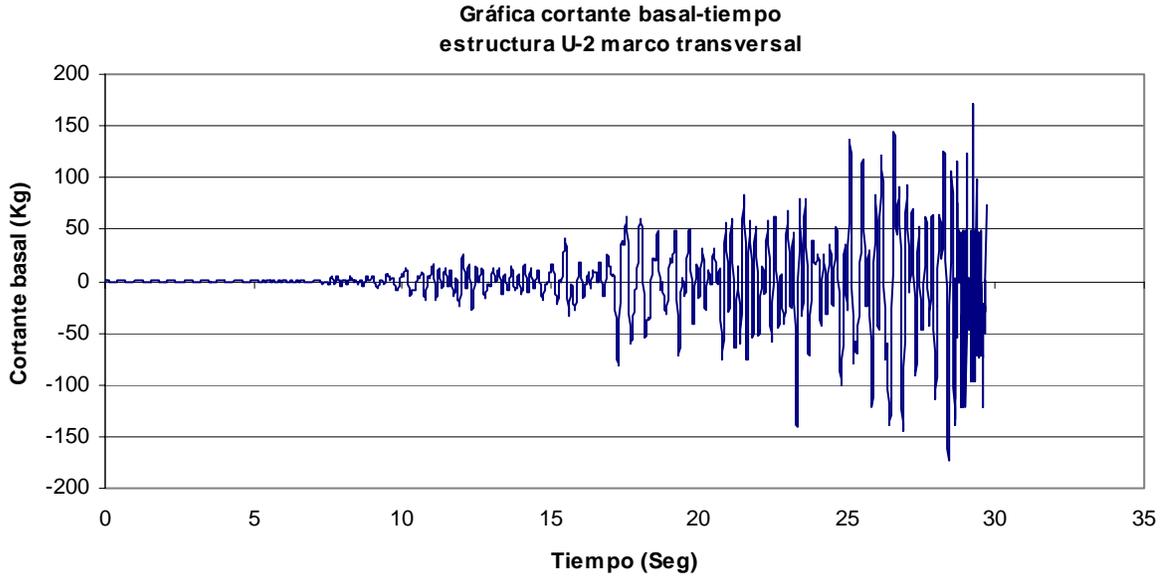
Tiempo (seg)	V <sub>basal</sub> (Ton)	Coefficiente Sismico demandado y alcanzado	Distorsión Máxima en el intervalo $\gamma_P$ .Alta	Distorsión Máxima en el intervalo $\gamma_P$ . Baja	Descripción
0 – 8	5.42	0.01	0.00043	0.00033	No existe una deformación apreciable en la estructura en forma global. El periodo fundamental de la estructura es de 0.56 Seg.
8-15	26.81	0.04	0.00160	0.00152	Puede apreciarse que el cortante basal demandado se incrementa 5 veces más que el cortante anterior, de la misma manera las distorsiones. El concreto a tensión que se encuentra confinado en el interior de la sección en cajón de las experimenta su agrietamiento a momento negativo y a momento positivo en la fibra extrema de su alma.
15–20	80.73	0.12	0.00480	0.00280	Puede observarse que a incrementos de cortante basal, la estructura responde con incrementos en su distorsión angular de la misma forma, por lo que se asume que la estructura continúa en su rama elástica.
20-28	144.50	0.22	0.00960	0.00446	La aceleración inducida por la excitación produce valores altos en la respuesta no lineal de la estructura. El concreto de las vigas transversales está completamente agrietado, ahora solo el perfil de acero de vigas y columnas continúan resistiendo los momentos flexionantes. Al caer súbitamente la rigidez y la resistencia de las vigas, las columnas en este instante de tiempo reciben un mayor esfuerzo ocasionado por momento flexionante que se ha redistribuido. La distorsión que se presenta está cerca del valor permitido por el reglamento.
28-30	172.400	0.26	0.18240	0.16600	La estructura se vuelve inestable ante la aceleración inducida, lo que origina que la estructura colapse. El sismo inducido tiene una duración de 64 segundos. La rigidez y resistencia disponibles se han degradado, no son suficientes ante los efectos del cortante sísmico demandado. No alcanzó el cortante de fluencia de 275 Ton determinado en el “pushover”. La estructura no alcanzaría el coeficiente sísmico de diseño de $c=(1.29 \times 2)/(0.8 \times 2)=1.61$ (se ha multiplicado ya por la sobrerresistencia de 2). <b>por lo tanto se colapsa.</b>



*Gráfica 7.2.2.1 Desplazamiento planta baja- Tiempo, estructura U-2 marco transversal*

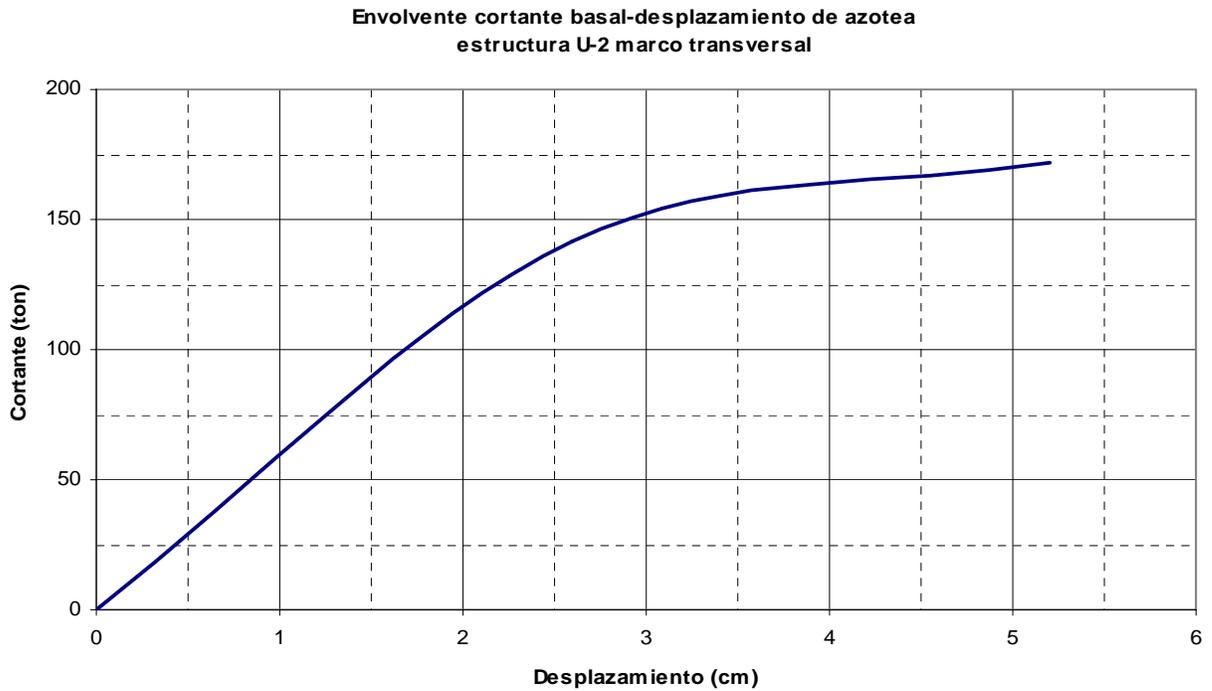


*Gráfica 7.2.2.2 Desplazamiento total de azotea- Tiempo, estructura U-2 marco transversal*



*Gráfica 7.2.2.3 Cortante basal- Tiempo, estructura U-2 marco transversal*

La *gráfica 7.2.2.3a* muestra la envolvente del cortante basal contra su respectivo desplazamiento a nivel de azotea



*Gráfica 7.2.2.3a Cortante basal- desplazamiento de azotea U-1 marco longitudinal*

**Marco longitudinal**

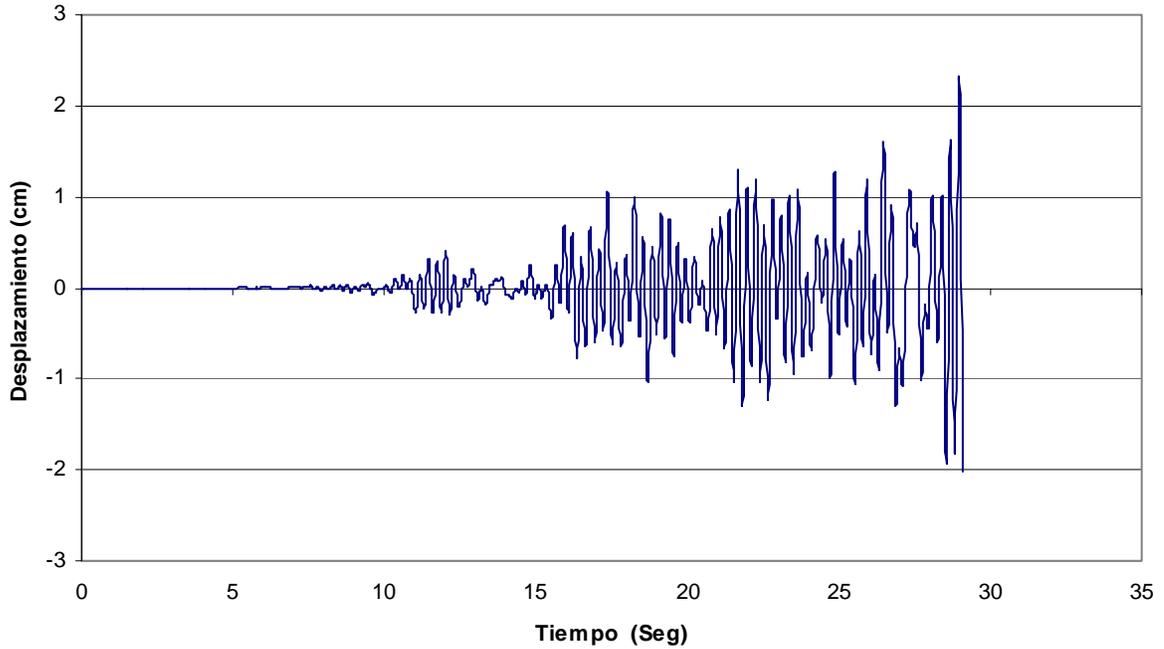
Como ya se mencionó en párrafos anteriores, considerará el comportamiento del marco longitudinal solo y con la aportación de los muros estructurales.

a) Modelo sin muros estructurales

*Tabla 7.2.2.4 Comportamiento inelástico estructura U-2 marco longitudinal sin muros estructurales*

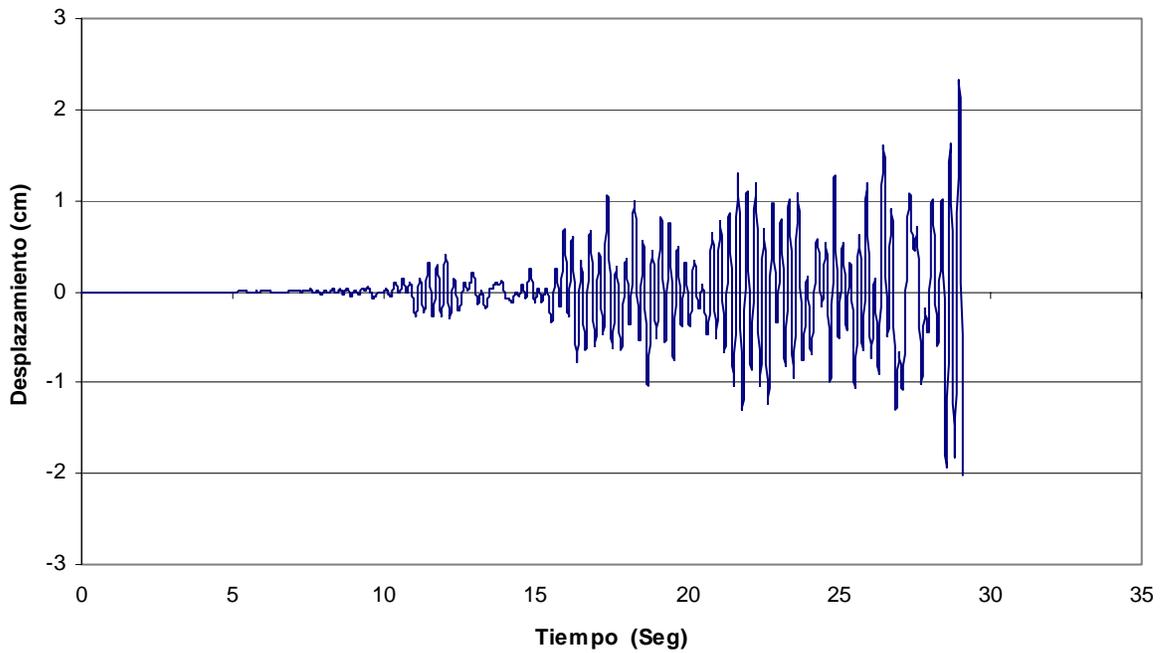
Tiempo (seg)	V <sub>basal</sub> (Ton)	Coefficiente Sismico Demandado Y alcanzado	Distorsión Máxima en el intervalo $\gamma_p$ Alta	Distorsión Máxima en el intervalo $\gamma_p$ Baja	Descripción
0 – 10	4.03	0.01	0.00032	0.00026	No existe una deformación apreciable en la estructura en forma global.
10– 15	24.52	0.04	0.00161	0.00136	El periodo fundamental de la estructura es de 0.81 Seg. Puede apreciarse que el cortante basal demandado se incrementa 5 veces más que el cortante anterior, asimismo la distorsión de entrepiso, lo que indica que la estructura tiene una respuesta lineal y permanece en su rango elástico.
15 – 20	61.40	0.10	0.00383	0.00360	La estructura continua teniendo un comportamiento lineal. Ante la excitación dinámica la estructura se mantiene estable oscilando cíclicamente.
20–28	87.08	0.13	0.00635	0.00544	Existe una degradación muy pequeña en la estructura. La distorsión que se presenta es la mitad del límite establecido en el reglamento. La estructura sigue comportándose estable con distorsiones moderadas que originan rotaciones en vigas y columnas provocando momento flexionantes que le permiten comportarse elásticamente.
29.09	143.30	0.22	0.01062	0.00786	La estructura se vuelve inestable ante la aceleración inducida. El movimiento oscilatorio traslacional de la estructura ya no vuelve a pasar por su origen sino que solo se va desplazando cada vez más pero solo hacia una dirección. Esto sucede ante un nivel constante del cortante basal. La estructura no alcanza su punto de fluencia ante un cortante basal de 160 Ton determinado en el “pushover”. La rigidez y resistencia disponibles han agotado su capacidad, en consecuencia no son suficientes ante los efectos del cortante sísmico demandado. El coeficiente sísmico es inferior al de diseño $c=(1.29 \times 2)/(0.8 \times 2)=1.61$ (se ha multiplicado ya por la sobrerresistencia de 2), <b>por lo tanto la estructura se colapsa.</b>

Grafica desplazamiento de entrepiso-tiempo estructura tipo U-1 solo marco longitudinal



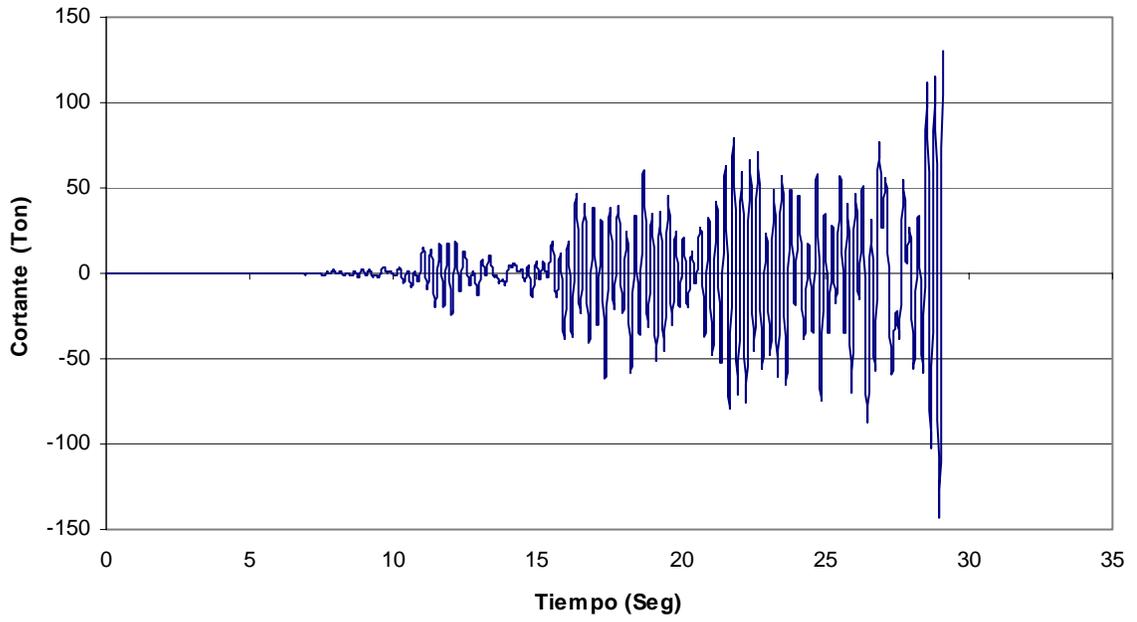
Gráfica 7.2.2.4 Desplazamiento planta baja- Tiempo, estructura U-2 marco longitudinal sin muros estructurales

Grafica desplazamiento de entrepiso-tiempo estructura tipo U-1 solo marco longitudinal



Gráfica 7.2.2.5 Desplazamiento planta alta- Tiempo, estructura U-2 marco longitudinal sin muros estructurales

Gráfica cortante basal-tiempo  
estructura U-2 solo marco longitudinal



Gráfica 7.2.2.6 Cortante basal- Tiempo, estructura U-2 marco longitudinal sin muros estructurales

## 7. Comportamiento inelástico

### b) Modelo con muros estructurales

*Tabla 7.2.2.7 Comportamiento inelástico estructura U-2 marco longitudinal con muros estructurales*

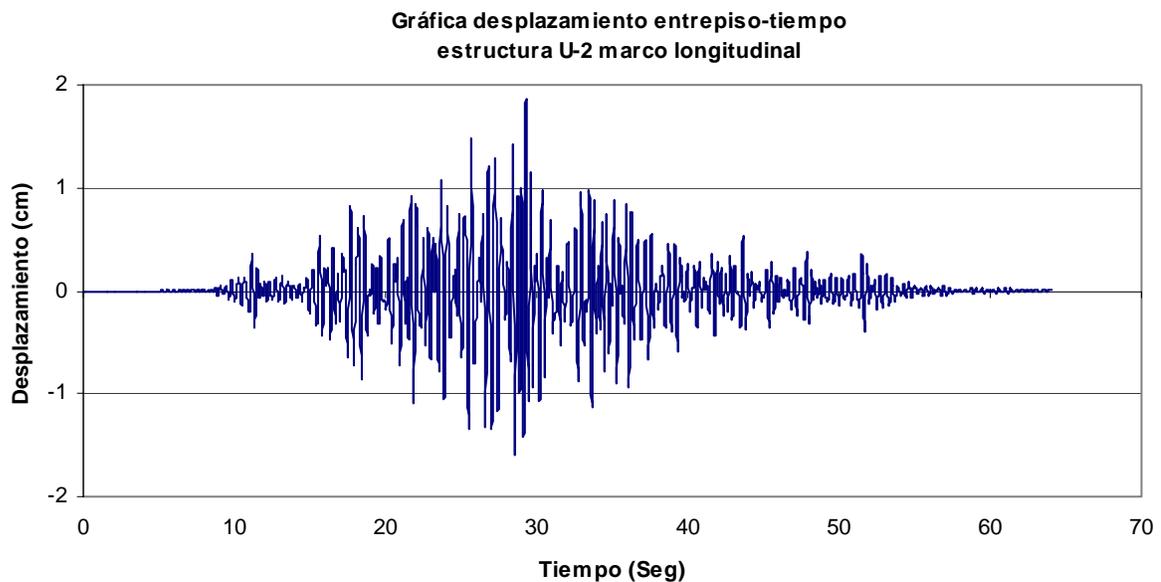
Tiempo (seg)	V <sub>basal</sub> (Ton)	Coficiente Sismico	Distorsión $\gamma$ P. Alta	Distorsión $\gamma$ P. Baja	Descripción
0 – 7	1.72	0.01	0.00002	0.00002	No existe una deformación apreciable en la estructura en forma global.
7– 10	20.25	0.03	0.00028	0.00039	El periodo fundamental de la estructura es de 0.36 Seg. Puede apreciarse que el cortante basal demandado se incrementa más de 3 veces que el cortante anterior, asimismo la distorsión sufre el mismo incremento. La estructura tiene una respuesta lineal permaneciendo en su rango elástico.
10 – 20	123.09	0.19	0.00225	0.00290	El concreto de los muros de la planta baja experimenta su agrietamiento inicial, esto es debido a la tensión diagonal que se presenta. La estructura continua teniendo un comportamiento lineal en su rango elástico. Ante la excitación dinámica la estructura se mantiene estable oscilando cíclicamente.
20–30	258.91	0.40	0.00794	0.00634	Existe una degradación pequeña en la estructura a consecuencia de que los muros estructurales de la planta baja continúan agrietándose. La aceleración inducida por la excitación produce los valores máximos en la respuesta no lineal de la estructura. Los muros de concreto alcanzan su punto de fluencia y continúan deformándose a su capacidad máxima tanto en la planta alta como en la baja. El cortante de fluencia determinado en el “pushover” fue de 142 Ton, por lo que se deduce que la estructura se encuentra en su rama no lineal. La estructura entra en su etapa de postfluencia. Las vigas y columnas están proporcionando gran parte de su capacidad sin llegar a su máximo, para impedir que el cortante actuante deforme al marco tanto traslacionalmente como angularmente. La distorsión máxima que se presenta supera el límite del establecido en las Normas de 0.006. El coeficiente sísmico demandado y disponible a su vez por la estructura es inferior al estipulado de $c=1.61$ del reglamento. La estructura permanece estable a pesar de que los efectos del cortante basal demandado ocasionaron que la estructura llegara a su etapa de postfluencia. Después de un sismo de esta magnitud, la estructura presentaría daños considerables en los muros estructurales, sin embargo <b>la estructura no falla.</b>
30–40	160.8	0.25	0.00451	0.00384	La aceleración inducida disminuye su intensidad, lo que origina que tanto el cortante basal como las distorsiones de entrepiso disminuyan paulatinamente. La respuesta de la estructura sigue siendo de estabilidad a pesar de los daños sufridos.
40–55	79.26	0.12	0.00150	0.00181	La distorsión de la planta alta es ligeramente superior al límite El movimiento de la estructura sigue siendo armónico, oscilando en ambas direcciones con desplazamientos similares. La respuesta de la estructura continúa atenuándose paulatinamente.
55–64	12.62	0.02	0.00015	0.00019	Disminuye notoriamente la aceleración de la excitación inducida y tiene un valor muy similar a su origen La respuesta de la estructura continúa atenuándose paulatinamente hasta llegar finalmente al reposo total

## 7. Comportamiento inelástico

Definitivamente los muros estructurales contribuyen en gran manera a la rigidez lateral y a la resistencia de la estructura, ya que los desplazamientos de los marcos con muros son 4 veces menores en comparación al modelo sin muros. A diferencia del modelo sin muros, aquí el marco es capaz, después de ser expuesto a la sollicitación sísmica de llegar a su reposo.

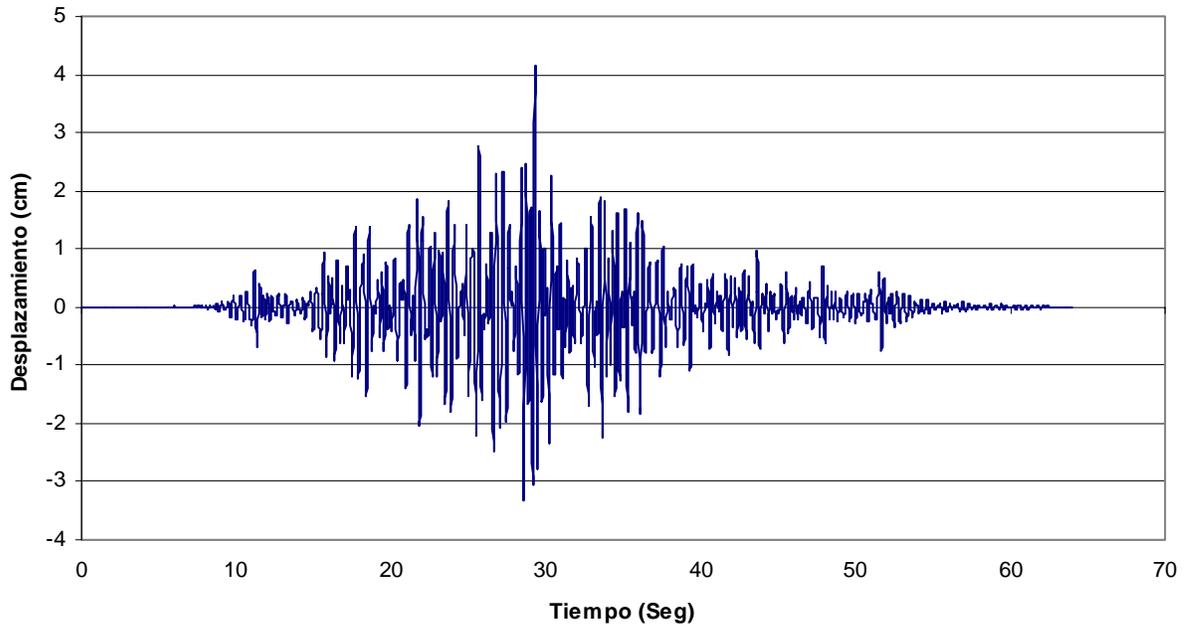
A nivel de desplazamientos el muro longitudinal tiene un comportamiento estable, sin embargo excede un 30% del desplazamiento permitido. Con una distorsión de esta magnitud el muro de concreto presentaría grietas considerables debidos a la tensión diagonal.

Para el estudio del cortante basal alcanzado también fue necesario desglosarlo en el cortante aportado por las columnas, el de los muros y el total.



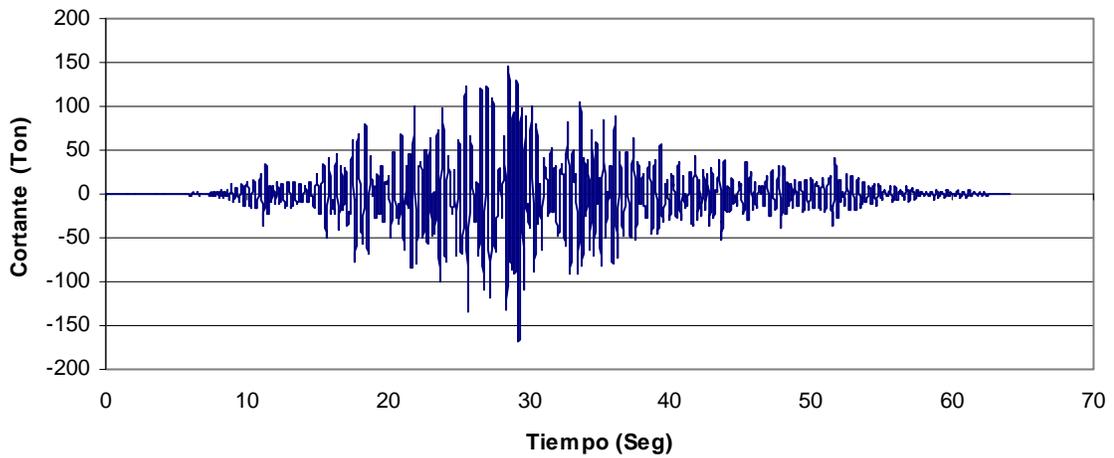
*Gráfica 7.2.2.7 Desplazamiento planta baja- Tiempo, estructura U-2 marco longitudinal con muros estructurales*

Gráfica desplazamiento azotea-tiempo  
estructura U-2 marco longitudinal

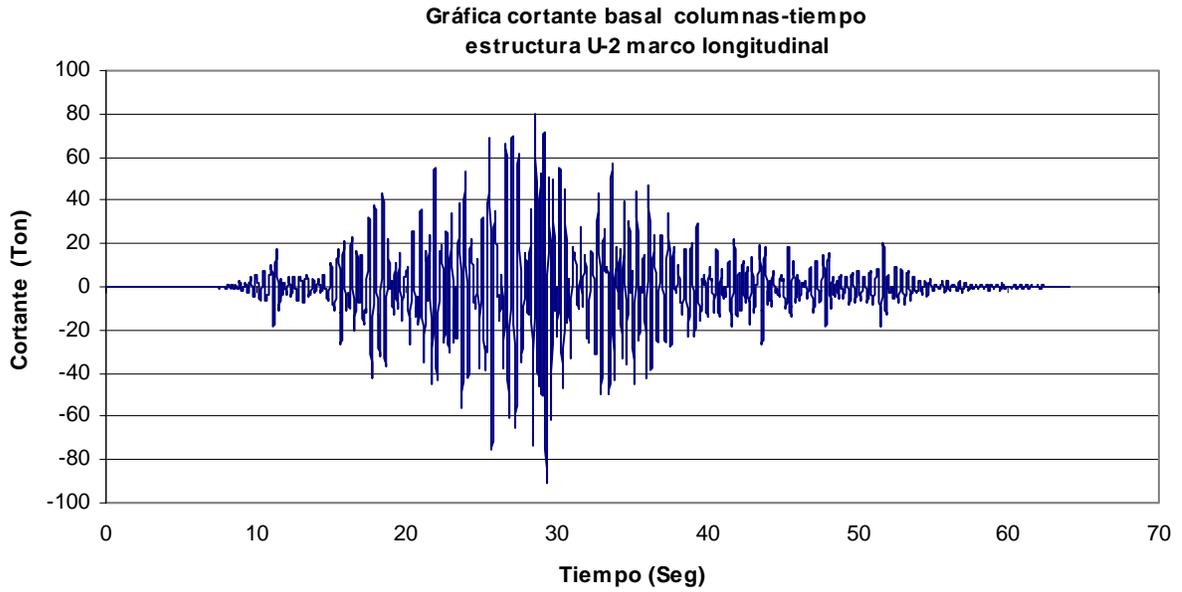


Gráfica 7.2.2.8 Desplazamiento planta alta- Tiempo, estructura U-2 marco longitudinal con muros estructurales

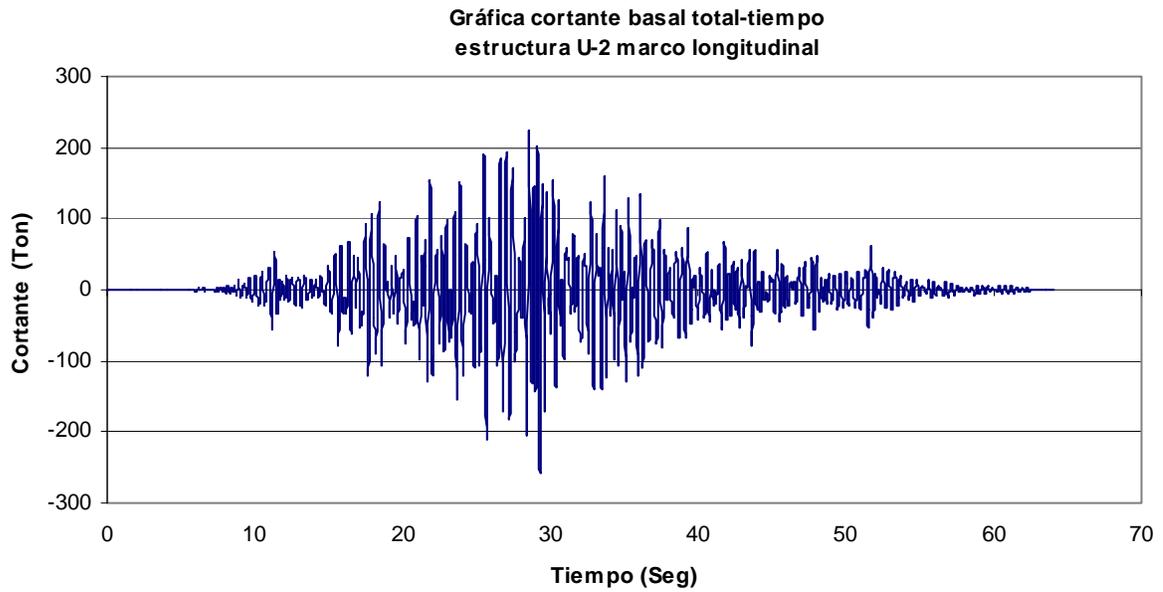
Gráfica cortante basal muros-tiempo  
estructura U-2 marco longitudinal



Gráfica 7.2.2.9 Cortante basal- Tiempo, estructura U-2 marco longitudinal con muros estructurales.  
Aportación solo muro



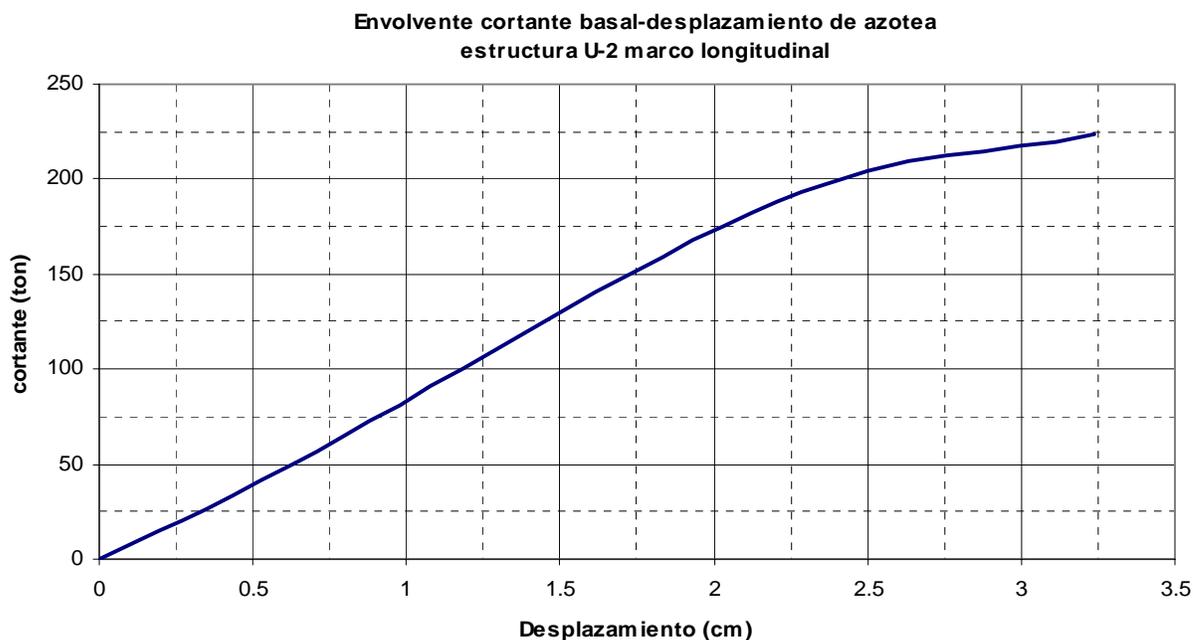
*Gráfica 7.2.2.10 Cortante basal- Tiempo, estructura U-2 marco longitudinal con muros estructurales.  
Aportación solo columnas*



*Gráfica 7.2.2.11 Cortante basal- tiempo, estructura U-2 marco longitudinal con muros estructurales.  
Aportación total*

## 7. Comportamiento inelástico

La *gráfica 7.2.2.11a* muestra la envolvente del cortante basal contra su respectivo desplazamiento a nivel de azotea



*Gráfica 7.2.2.11a Cortante basal- desplazamiento de azotea U-1 marco longitudinal*

Para tener una mejor comprensión del comportamiento del marco longitudinal para la estructura tipo U-2, la *tabla 7.2.2.11* muestra una comparativa entre el modelo sin muros estructurales y una con muros estructurales

*Tabla 7.2.2.11 Comparativa entre modelos con y sin muro estructural U-2 marco longitudinal*

Variable	Nivel	Sin muros	Con muros	
			Total	solo columnas
Distorsiones máximas	Azotea	0.01062	0.00794	
	Entrepiso	0.00786	0.00634	
Cortante basal demandado (Ton)	Base	143.30	258.91	91.19
Coefficiente sísmico	Base	0.22	0.40	0.14
Periodo fundamental (seg)		0.81	0.36	
Comportamiento		Inestable colapso total	Estable Daños considerables en muros	

### CAPÍTULO 8

#### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente trabajo se han realizado tanto el análisis elástico como los inelásticos (“pushover” y paso a paso) con la finalidad de evaluar la seguridad estructural ante sismo de los edificios escolares en acero denominados tipo U-1 y U-2 para determinar si dichos edificios pueden garantizar su no falla estructural., por lo que después de haber desarrollado esta investigación, se ha llegado a las siguientes conclusiones:

##### *Análisis elástico*

- a) Al revisar el desplazamiento máximo, se ha determinado que la estructura tipo U-1 ante sollicitación accidental no satisface los requerimientos de distorsión máxima de entrepiso debido a que excede su valor más del doble de la permitida en dirección longitudinal. De forma análoga la estructura tipo U-2 presenta una distorsión superior al doble de la permitida en su dirección transversal. En su dirección longitudinal, a pesar que cuenta con muros de concreto estructural, la distorsión que presenta es superior al valor permisible.
- b) .Para las columnas se ha verificado que su capacidad resistente es inferior a los esfuerzos derivados de cargas accidentales. En la revisión por esfuerzo cortante se halló que la demanda fue muy inferior al esfuerzo admisible de la sección, en ningún caso las columnas trabajaron más del 50% de su capacidad al corte. Por lo anterior se concluye que el modo de falla de las columnas es por flexocompresión.
- c) Las vigas transversales en marcos rígidos para U-1 y U-2 trabajan como construcción compuesta parcial. Al revisar su estado límite de falla , para la combinación gravitacional la viga tiene la suficiente capacidad para resistir esta acción, pero en la combinación accidental, las vigas transversales fallan por flexión.
- d) Por lo que corresponde a las vigas longitudinales en ambos modelos, ante carga gravitacional tienen la suficiente capacidad para resistir los esfuerzos de flexión, pero al considerar cargas accidentales, las rotaciones en los extremos inducen momentos flexionantes lo que produce su falla por flexión.
- e) Se revisaron todas las conexiones de los marcos incluyendo los ensambles de columnas para la planta alta (U-2), placa base y anclas, en las cuales se obtuvo una resistencia con una magnitud igual o mayor al del elemento a conectar, con lo que se garantiza que las conexiones se mantienen sin colapso a pesar de que las vigas y/o columnas fallen.
- f) Los muros estructurales de concreto armado para la estructura U-2, al aportar 92% en promedio de la rigidez lateral de los marcos longitudinales y en consecuencia la inducción a los muros de casi la totalidad del cortante basal, sufren un daño severo al alcanzar una distorsión de 0.006. Los resultados que se obtuvieron muestran que el muro falla ante esfuerzo cortante.

### *Análisis inelástico*

De los análisis realizados se llega a las siguientes conclusiones sobre el comportamiento no lineal de las estructuras U-1 y U-2:

#### Análisis “pushover”.

a) Para la estructura U-1 en su dirección transversal y longitudinal se presenta el mecanismo de deformación inelástica “viga fuerte-columna débil” lo que genera un mecanismo de falla indeseable debido a que se requiere que las columnas donde se desarrollan las articulaciones plásticas, se presenten rotaciones inelásticas que corresponden a un factor de ductilidad de curvatura muy elevado para que no tenga un comportamiento frágil. Tanto para la dirección transversal como para la longitudinal el cortante basal de diseño demandado está por encima del cortante disponible, por lo que esta estructura no garantiza los límites de seguridad. Se determinó un valor de la ductilidad global de 4.2 y 5.4 (sin considerar el periodo de la estructura) para los marcos transversales y longitudinales respectivamente.

b) Para la estructura U-2 en su dirección transversal tiene la capacidad de formar articulaciones plásticas solo en la base de sus columnas, así como en el extremo. Se llega a alcanzar una ductilidad de 2, con lo que el comportamiento inelástico a la falla es poco dúctil. En su dirección longitudinal también presenta un modo de falla poco dúctil, alcanzando un valor de 2.3. En base a la normatividad empleada, el cortante basal de diseño en su dirección transversal y longitudinal es superior al disponible. Esta estructura es vulnerable ante el sismo de diseño, por lo que estructuralmente es insegura.

c) Los mecanismos de falla calculados en los marcos muestran que las columnas, para los prototipos U-1 y U-2, pueden alcanzar su momento plástico reducido por compresión y conservarlo durante las rotaciones inelásticas, sin embargo no existe una disipación de energía adecuada al no existir redistribución de momentos en las vigas de la estructura.

#### Análisis paso a paso.

a) La estructura tipo U-1 presenta en su dirección transversal una distorsión máxima de  $\gamma = 0.023$  superior al requisito estipulado de distorsión máxima. Para la dirección longitudinal se genera una distorsión de  $\gamma = 0.010$  inferior a la permisible (0.012). En ambas direcciones la excitación dinámica degrada a la rigidez lateral de los marcos al punto de volverlos inestables. La estructura colapsa a la mitad de la duración del sismo.

b) La estructura tipo U-2 presenta en su dirección transversal una distorsión máxima de  $\gamma = 0.010$  ligeramente inferior al valor de 0.012 permisible. A pesar de cumplir con la distorsión máxima permisible la estructura agota su capacidad resistente y de rigidez, lo que origina que antes que finalice la excitación dinámica la estructura se vuelva inestable. En dirección longitudinal se genera una distorsión de entrepiso de  $\gamma = 0.0063$  que excede a la permisible de 0.006. Si la estructura no contará con muros estructurales, la degradación en la rigidez lateral de los marcos provocaría que la estructura se volviera inestable a la mitad de la duración del sismo. La estructura tipo U-2 no satisface los requisitos de seguridad estructural.

### Comparativa entre análisis no-lineales

Empleando el análisis “pushover” solo la estructura U-1 en su dirección transversal garantizaría que el cortante basal disponible supere al demandado. Para el análisis paso a paso solo la estructura U-2 en dirección longitudinal no fallaría ante sismo, sin embargo con la distorsión que presenta tiene daños severos.

### ***Recomendaciones y limitaciones.***

De los resultados de los análisis elásticos e inelásticos efectuados, se concluye que los sistemas estructurales de los prototipos estudiados tienen deficiencias en su comportamiento local y general ante la acción de cargas sísmicas. Se observan limitaciones en cuanto a resistencia y capacidad de deformación lateral, por lo que se recomendaría implementar un programa de rehabilitación para incrementar su capacidad resistente ante fuerzas laterales y limitar los desplazamientos laterales.

Dado el presente trabajo de investigación se presentan las siguientes recomendaciones y limitantes para el análisis empleado en la rehabilitación de las estructuras tipo:

### Recomendaciones para U-1 y U-2

a) En dirección transversal ligar los muros de block a los marcos a través de conexiones atornilladas a base de ángulos. Los huecos del block se rellenarán con concreto de alta resistencia. Como alternativa en esta dirección podrían demolerse los muros de block y en su lugar proyectarse de muros de concreto armado de alta resistencia.

b) En dirección longitudinal implementar muros de concreto rígidamente ligados a los marcos a través de conexiones atornilladas a base de ángulos. Estos muros pueden proyectarse con huecos para ventanas, reforzando las zonas con mayor esfuerzo cortante. En el caso de la estructura U-2 para muros estructurales de concreto existentes, rellenar con grout sin contracciones la discontinuidad debida al hueco longitudinal de la viga entre la planta baja y alta; ligar rígidamente los muros de concreto con los marcos longitudinales a través de conexiones atornilladas a base de ángulos; reforzar ambas caras de los muros con malla electrosoldada de alta resistencia fijándola con clavos o taquetes expansivos y empleando como recubrimiento mortero de alta resistencia (tipo 1) y bajo revenimiento.

### Límites para el modelado

1. No considerar sección “T” en vigas transversales.
2. No modelar el sistema de piso como diafragma rígido
3. Usar un factor de comportamiento sísmico,  $Q=2$
4. Incluir siempre el efecto de segundo orden.
5. Rehabilitar con muros estructurales de concreto de alta resistencia, modelar con el método de la “columna ancha”.

**REFERENCIAS**

1. Carr, J. A., 2002, *Ruaumoko, Inelastic Dynamic Analysis Computer Program*, University of Canterbury, Christ Church, Nueva Zelanda.
2. Chopra, A. K., 1995, *Dynamics of Structures*, Ed. Prentice Hall, Englewood Cliffs, Nueva Jersey, EUA.
3. Comisión Federal de Electricidad, 1993, *Manual de Obras Civiles, diseño por sismo*, Gerencia de Ingeniería Experimental y Control, México.
4. Computers and Structures, Inc, 1999, *ETABS Linear and Nonlinear static and dynamic analysis and design of building systems*, Berkeley, California, EUA.
5. De Buen, O., 1980, *Estructuras de acero, comportamiento y diseño*, Ed. Limusa, México D.F.
6. De Buen, O., 1999, *Diseño de estructuras de acero, miembros en compresión*, Fundación ICA., México D.F.
7. Duran, R., 1991, *La influencia de la sobrerresistencia en la respuesta sísmica inelástica de dos edificios de concreto reforzado dañados en 1985*, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
8. Gamboa, V., 1997, *Respuesta inelástica de un edificio instrumentado en la Ciudad de México*, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
9. Meli, R., 2004, *diseño sísmico de edificios*. Ed. Limusa. México, D.F.
10. NTCS, Abril 2001, *Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, Gobierno del Distrito Federal, Anteproyecto del Comité de Normas, México D. F.
11. NTCS, Abril 2001, *Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas*, Gobierno del Distrito Federal, Anteproyecto del Comité de Normas, México D. F.
12. NTCS, Abril 2001, *Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, Gobierno del Distrito Federal, Anteproyecto del Comité de Normas, México D. F.
13. Ordaz, M. y Montoya, C., 2000, *Degtra 2000 Ver. 1.1.2*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
14. Ordaz, M., 1997, *Sismicidad y Riesgo Sísmico*, Memoria del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver., México.

15. Park, R y Paulay, T., 1975, *Reinforced Concrete Structures*, University of Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.
16. Paz, M., 1985, *Structural Dynamics*, Van Nostrand Reinhold, Nueva York, N. Y., EUA. 3a. edición.
17. RCDF, 1976, *Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
18. RCDF, 1987, *Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
19. Reglamento CAPFCE 2004 México D.F.
20. Reyes, C., Miranda, E., Ordaz, M. y Meli, R., *Estimación de espectros de aceleraciones correspondientes a diferentes periodos de retorno para distintas zonas sísmicas de la Ciudad de México*, Revista de Ingeniería Sísmica, Julio-Diciembre 2001, México, D.F.
21. Rodríguez, M., 1996, *Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
22. Salmon, G., 1996, *Steel Structures, Design & Behavior*, Ed. Harper Collins College Publishers, Nueva York, EUA. 4a Ed.
23. Sauter, F., 1990, *Introducción a la Sismología*, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica .
24. Salazar, L., 1991, *Estudio del comportamiento inelástico dinámico de una estructura tipo escolar, adecuada a las normas de diseño sísmico del D.F. vigentes*, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
25. Sánchez, A., Celestino, A. y Alcocer, S., 2003, *Marcos y muros de concreto diseñados por desempeño*, actividades del Comité Técnico 374 del Instituto Americano del Concreto, México D.F.
26. Villa, C. y Ruiz, S., 2001, *Influencia de la intensidad en las características de los movimientos registrados en el Valle de México*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
27. Wallace, J. W., 1989, *Biax*, *Computer Program for the Analysis of Reinforced Concrete Sections*, University of California at Berkeley, EUA.