

TRABAJO DE INVESTIGACION I

" REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CON CABLES DE PRESFUERZO "

ALUMNO: JUAN PEDRO PANIAGUA ESCANDON

ASESOR: JESUS IGLESIAS JIMENEZ

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNAM

CIUDAD UNIVERSITARIA, MARZO 1988

## RESUMEN

En este trabajo se presenta una solución de refuerzo de estructuras de concreto a base de cables de presfuerzo de alta resistencia desarrollado por la empresa RIOBOO, S.A. Se analiza y discute el comportamiento teórico de estas estructuras y se hace un análisis detallado de un edificio real reforzado con este sistema. Se presentan conclusiones acerca de las ventajas y limitaciones de esta alternativa de refuerzo, comparándola con otras modalidades.

## INTRODUCCION

Los sismos de septiembre de 1985 dejaron como saldo una gran cantidad de edificios colapsados y varios cientos de construcciones dañadas, algunas de las cuales quedaron en tan mal estado que posteriormente se hizo necesaria su demolición. Para las estructuras restantes se han ido proponiendo distintos procedimientos de reparación y refuerzo, dependiendo de su estado, estructuración, uso, ubicación, etc.

El nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (ref. 1), publicado en julio de 1987, establece que las construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas humanas o pérdidas económicas y culturales excepcionalmente altas sean reforzadas, aun habiendo presentado un comportamiento satisfactorio durante los sismos de 1985, para adecuar su resistencia a los requerimientos del nuevo reglamento. Este tipo de construcciones se clasifican dentro del grupo A que marca el artículo 174 del reglamento e incluyen: escuelas; hospitales; estadios; templos, salas de espectáculos; estaciones eléctricas y telefónicas; museos, etc.

La mayoría de las técnicas disponibles actualmente para la rigidización y el refuerzo de estructuras (muros de rigidez, contraventeo con perfiles metálicos, etc.) se basan en la adición de nuevos elementos estructurales, de rigidez y resistencia tan grandes, que prácticamente absorben todas las cargas laterales, desaprovechando la capacidad sísmica de la estructura original. Además, la construcción de estas alternativas suele ir acompañada de obras bastante complicadas y costosas, que obligan a la desocupación temporal del inmueble en la mayoría de los casos.

El grupo RIOBOO ha desarrollado y patentado un sistema de refuerzo de estructuras de concreto de mediana altura mediante cables de presfuerzo que está siendo aplicado a gran escala en las estructuras del grupo A. Este sistema constituye una solución muy ventajosa a los problemas que presentan las técnicas tradicionales, ya que su rigidez se puede adaptar al rango de rigidez de la estructura original para aprovechar al máximo la capacidad sísmica de ésta mediante un trabajo de conjunto. Además, la distribución de los elementos mecánicos que se logra en la estructura original hace aún más eficiente su comportamiento. Por estas razones, la solución resulta ser muy ligera y económica, pudiendo limitarse su construcción a la colocación de las conexiones, con un mínimo de interferencias con el funcionamiento del inmueble.

En este trabajo se hace un análisis de las ventajas y limitaciones de esta nueva alternativa de refuerzo y se revisa el mecanismo de colapso de un edificio real, con y sin refuerzo, para entender el comportamiento de este nuevo sistema.

## DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

El sistema de rigidización y refuerzo de estructuras mediante cables de presfuerzo consiste en la utilización de cables de presfuerzo para contraventear las estructuras, a fin de aumentar su rigidez y su resistencia ante cargas laterales (fig. 1). Las dimensiones de los cables se determinan de manera que la rigidez del sistema sea compatible con la de la estructura original, de tal forma que ambos realicen un trabajo de conjunto. Las conexiones se diseñan de acuerdo a la geometría de los nudos de la estructura, y consisten en anclajes típicos de cables de presfuerzo unidos a la estructura mediante dispositivos especiales que pueden ser prefabricados o contruidos en el sitio (fig. 2).

### Rigidez:

#### 1.- Cables de presfuerzo

La rigidez lateral que proporcionan los cables de presfuerzo depende fundamentalmente del área de su sección y de la geometría de su colocación. En la fig. 3 se muestra la relación entre la rigidez y el área de la sección de un cable, para cuatro alternativas de colocación en una crujía típica de una estructura de concreto de poca altura. En esta figura se puede apreciar que la rigidez del cable varía desde 26 ton/m, para el caso de una sección de 1.0 cm<sup>2</sup> con una relación L/h = 1/2, hasta 4180 ton/m para 20.0 cm<sup>2</sup> y L/h = 2. Los cálculos para la obtención de la fig. 3 se presentan en el apéndice 1.

Para el caso específico de una crujía de un marco típico de dos niveles, la rigidez proporcionada por el cable para una relación L/h = 1, según la fig. 3, varía desde 100 ton/m, para 1.0 cm<sup>2</sup> de sección, hasta 2060 ton/m para 20 cm<sup>2</sup>. En el apéndice 2 se muestra que la rigidez del marco sería de 457 ton/m por cada eje de columnas. Lo anterior hace evidente que en una estructura con varios ejes de columnas existirán distintas combinaciones de secciones de cables y contraventeo de crujías, de tal forma que la rigidez adicional sea compatible con la de la estructura que se está rigidizando.

#### 2.- Comparación con perfiles metálicos

En el apéndice 3 se determina el nivel de esfuerzos que se presentaría en contraventeos metálicos de cualquier tipo, para deformaciones laterales del orden de las que permiten desarrollar su capacidad resistente a las estructuras reticulares típicas ( $\Delta = 0.006h$ ). Si bien el nivel de esfuerzos obtenido es inferior al 30 % del esfuerzo resistente del acero de presfuerzo (270K,  $f_{sr} = 19,000$  Kg/cm<sup>2</sup>), es más de 100 % mayor que el esfuerzo de fluencia del acero estructural común (A36,  $f_y = 2,530$  Kg/cm<sup>2</sup>).

Esto significa que la solución de contraventear con perfiles estructurales implica la necesidad de una gran rigidización que reduzca los desplazamientos de la estructura para obtener niveles de esfuerzo admisibles en los perfiles, a costa de desaprovechar la capacidad de la estructura original.

### 3.- Comparación con muros de rigidez

En el apéndice 4 se calcula la rigidez lateral de un muro de concreto para la cruzía típica analizada en 2. El resultado es que aún para un espesor de 10 cm, la rigidez lateral obtenida (42,812 ton/m) es muy superior al nivel de rigidez correspondiente a la estructura original con 457 ton/m por eje de columnas. Esto significa que la solución de rigidizar con muros de concreto implica que las fuerzas laterales sean tomadas por estos elementos prácticamente en su totalidad, desperdiciando la capacidad de la estructura original con las consecuencias económicas que esto representa.

### Resistencia:

El uso de cables de presfuerzo para la rigidización y el refuerzo de estructuras reticulares modifica el comportamiento de éstas al triangularizarlas. La transmisión de las cargas, que originalmente se realiza mediante el trabajo de vigas y columnas a flexión, con la adición de los cables se lleva a cabo mediante el trabajo axial de todos los elementos estructurales, que en las estructuras de mediana altura resulta más eficiente. Por esta razón, el sistema a base de cables de presfuerzo no sólo aprovecha la capacidad resistente de la estructura original al manejar rigideces compatibles, sino que también la incrementa al modificar drásticamente la transmisión de las cargas. Esto hace posible en muchos casos duplicar la capacidad resistente de una estructura con este sistema sin tener que reforzar los elementos estructurales originales.

En el apéndice 5 se presentan los elementos mecánicos ante carga lateral en las columnas de una cruzía típica contraventeada con un cable de presfuerzo. La relación entre los elementos mecánicos y la sección del cable se muestra en las curvas de la fig. 4. En ella se puede apreciar que al aumentar el área de la sección disminuye el momento flexionante en las columnas de la base, al mismo tiempo que aumenta la carga axial.

### ESTUDIO DE UN EJEMPLO DE APLICACION

Se cuenta con la información detallada del edificio de laboratorios ligeros de la UAM-Xochimilco, cuyo proyecto de reparación y refuerzo está a cargo de la empresa RIOBOO, dentro del programa del CAPFCE para el refuerzo general de escuelas.

Con el fin de comprender y visualizar el funcionamiento del sistema de refuerzo se analizará detalladamente dicho edificio para obtener el mecanismo de colapso ante carga lateral, considerando primero la estructura original y después la estructura reforzada con este sistema.

### Descripción del edificio:

Este edificio está estructurado a base de marcos de concreto ortogonales, con un sistema de piso de losa reticular. En planta, una de las dimensiones es mucho mayor que la otra y su cimentación está formada por una losa tipo cascarón. Tiene cuatro niveles, incluyendo la azotea, con alturas de entrepiso constantes, salvo en planta baja. Existen dos huecos de escaleras situados simétricamente. En dirección corta consta de 16 ejes de columnas y en dirección larga únicamente dos. En la dirección corta hay muros divisorios de tabique desligados de la estructura y en todos los niveles el pasillo está en voladizo. Los dos marcos en la dirección larga se van a reforzar a base de cables de presfuerzo colocados en cruz, abarcando dos y cuatro niveles (fig. 1). En la dirección corta se propone un refuerzo a base de contraventeo metálico, ligando a su vez los muros divisorios al sistema estructural.

El estudio que se presenta en este trabajo se hace sobre uno de los marcos en la dirección larga, concretamente el correspondiente al eje A por ser el más representativo, lo cual simplifica notablemente el problema y da una buena idea del comportamiento general de la estructura.

Los cables que se emplean en el refuerzo son de alta resistencia, con un esfuerzo de fluencia de 19,000 Kg/cm<sup>2</sup> y un módulo de elasticidad de  $1.9 \times 10^6$  Kg/cm<sup>2</sup>. El comportamiento ante carga axial de estos cables es poco dúctil, y una vez que se rebasa el límite de fluencia se produce rápidamente la ruptura.

Un detalle que debe cuidarse mucho para que este refuerzo funcione adecuadamente es el de la transmisión de las fuerzas entre los cables y la estructura. Para esto se requiere diseñar la conexión de tal forma que se asegure un anclaje perfecto y la estructura se comporte como se prevee. En la fig. 2.a se presenta un detalle de dicha conexión, aunque este trabajo no se detiene en su estudio.

### Resistencia de los elementos de la estructura:

Con base en los planos estructurales del edificio y aplicando las hipótesis y recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias del RDF (ref. 2), se calcula la resistencia a flexión de las vigas equivalentes y la resistencia a cortante y flexocompresión de las columnas. Para las primeras se suma la resistencia nominal de cada una de las nervaduras comprendidas en el ancho de losa que marcan dichas normas, obteniéndose en cada extremo dos valores del momento resistente, uno ante momento positivo y el otro ante momento negativo.

La resistencia a cortante de las columnas se obtiene sumando por un lado la proporcionada por el concreto y por otro la del acero de refuerzo transversal (estribos). Para evaluar la capacidad de estos elementos a flexocompresión se trazan sus diagramas de interacción, que permiten visualizar la combinación de fuerza axial y momento flexionante que produce la falla del elemento.

En el proyecto de refuerzo de este edificio algunas de las columnas, principalmente en la planta baja, requieren un refuerzo local a base de celosía de acero estructural para incrementar su resistencia a flexión. Los diagramas de interacción se calculan considerando un área de acero adicional en las caras de la columna, teniendo en cuenta mediante una relación de esfuerzos de fluencia la diferencia en este parámetro que presentan los aceros estructurales y de refuerzo. Además, el refuerzo local de algunas columnas mejora el comportamiento de éstas ante fuerza cortante, aunque para los fines de este estudio se trabaja bajo el supuesto de que las columnas no rebasan su resistencia a cortante, ya que siempre sería posible reforzar ante esta condición.

La resistencia nominal de cada elemento se afecta multiplicándola por un factor de resistencia que, conforme a las Normas de Emergencia (ref. 3), vigentes cuando se comenzó el proyecto de reparación y refuerzo de este edificio, tiene los siguientes valores para  $Q=2$ : en columnas a cortante 0.80; 0.85 a flexocompresión y 0.90 en vigas a flexión. Posteriormente apareció el Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 87, que cuando no se consideran marcos dúctiles propone los mismos valores.

#### Modelo de análisis:

El marco correspondiente al eje A (fig. 1) se modela como un sistema de vigas y columnas unidas rigidamente en nudos comunes (marco plano). Los contravientos de acero de presfuerzo se incluyen en la estructura original como elementos que sólo tienen rigidez ante fuerza axial, para lo cual se maneja una conectividad especial en sus extremos. Asimismo, nada más se incluyen los contravientos que para la condición de carga que se maneja trabajan a tensión, quitándose los sometidos a compresión por no corresponder al trabajo real de un cable.

El cálculo de momentos de inercia y áreas se hace sobre la sección completa de cada elemento, considerándose para las vigas equivalentes al sistema de piso reticular un ancho de  $C2 + 3h$  propuesto por el reglamento. Asimismo, bajo la hipótesis de que el sistema de piso es indeformable en su plano, se considera un área de vigas lo suficientemente grande como para evitar deformaciones axiales importantes en éstas y manejar desplazamientos relativos de entrepiso uniformes en todo el marco.

La base de las columnas de la planta baja se considera empotrada bajo el supuesto de que las contratrabes de la cimentación no permiten giros importantes de dichos puntos.

Las dimensiones del marco se miden a ejes de elementos y se consideran concentradas todas las propiedades de los elementos en estas líneas imaginarias.

Para calcular el conjunto de fuerzas que actúa sobre el marco plano se hace una bajada de cargas considerando el peso de todos los materiales que componen al edificio (carga muerta) y la contribución de la carga viva, con el valor considerado por el RDF. Así, mediante tributación de áreas se obtienen los pesos por nivel y las cargas uniformemente distribuidas sobre las vigas. El cálculo de las fuerzas laterales debidas a sismo se hace mediante el método estático también propuesto por el RDF.

Las estructuras reales suelen tener un grado de hiperestaticidad alto y si además están diseñadas de tal forma que sus elementos desarrollen ductilidades locales importantes, al ser sometidas a incrementos progresivos de carga lateral, ya sea ésta sísmica o debida al viento, no se colapsan cuando uno o varios elementos alcanzan su resistencia. En estos elementos se forman articulaciones plásticas que mantienen el nivel de carga pero no permiten aumentarlo, obligando a que los incrementos sucesivos de la carga actuante sean absorbidos por los elementos que aún no alcanzan su resistencia. Esta redistribución de cargas permite resistir a la estructura un nivel de carga bastante mayor que el que tenía en el momento en que se alcanzó la resistencia del primer elemento y es la base en la que se sustenta el análisis plástico de estructuras que redunda en diseños más económicos y con un aprovechamiento más racional de la capacidad resistente de todos los elementos.

A medida que se van formando las articulaciones plásticas, la estructura pierde rigidez lateral y necesita deformarse en mayor grado para poder absorber los incrementos de carga adicionales. Esto redunda directamente en la velocidad de aparición de las articulaciones plásticas, que aumenta, y por lo tanto, los incrementos adicionales de carga son cada vez más pequeños. Llega un momento en que la estructura o parte de ella se vuelve inestable debido a la gran cantidad de articulaciones plásticas que en ella se han formado, instante que marca la pérdida total de resistencia ante cargas adicionales e implica por tanto el colapso.

#### Resultados:

El análisis de la estructura se hace con un programa convencional de marcos planos que para el caso particular de este edificio presenta ciertas modificaciones: la primera, que ya se mencionó, es la de la posibilidad de manejar elementos con conectividades especiales en sus extremos; la otra surge para tomar en cuenta que el sistema de piso está formado por una losa plana reticular. El RDF indica que la losa se divide en tres franjas longitudinales de anchos establecidos, y que debe considerarse en la franja correspondiente a la línea de columnas un 75 % del momento negativo obtenido en el análisis y un 60 % del momento positivo. Así el programa realiza directamente este cálculo y los elementos mecánicos que se obtienen mediante el análisis pueden compararse directamente con la resistencia de cada franja.

Para reproducir el comportamiento de la estructura cuando ésta sale del intervalo elástico se recurre a hacer un análisis iterativo con el cual se visualiza el orden de aparición de las articulaciones plásticas y la influencia que éstas tienen en el comportamiento global de la estructura.

Inicialmente se hace un análisis preliminar ante carga vertical (CM + CVa) y carga lateral sísmica simultánea, para un coeficiente sísmico reducido por ductilidad (c/Q) arbitrario, y se revisan las acciones en los elementos para localizar los que alcanzaron su resistencia. Pueden darse tres casos: que en ningún elemento se exceda su capacidad resistente; que en uno o varios elementos la capacidad se exceda en un porcentaje alto o por último, que algún elemento esté sometido a solicitaciones que lo hacen trabajar al límite. Para los dos primeros casos es necesario hacer un análisis adicional (aumentando el valor de c/Q en el primero y disminuyéndolo en el segundo) para llegar al caso tres que es la base del análisis iterativo. A partir de este punto es necesario modelar la aparición de las articulaciones plásticas en los lugares donde éstas se van formando e incrementar el valor de la carga lateral estática mediante análisis iterativos.

Los pasos a seguir se enumeran a continuación:

1.- Una vez que se ha obtenido el valor de c/Q: (c/Q)<sub>1</sub>, para el que se forman articulaciones plásticas en algún o algunos lugares de la estructura, se modifica la conectividad de los extremos de los elementos afectados para incluir articulaciones reales. Así, la estructura que originalmente era rígida en sus nudos se transforma en otra totalmente semejante en forma y dimensiones pero con características de rigidez lateral sustancialmente distintas.

2.- Esta nueva estructura se carga lateralmente (la carga vertical no se incluye ahora, pues ésta es constante y ya está considerada en el primer análisis) con fuerzas debidas a un nuevo valor del factor c/Q (c/Q)<sub>2</sub>, tal que (c/Q)<sub>2</sub> < (c/Q)<sub>1</sub>. Se hace el análisis y la carga lateral es absorbida por los elementos que aún no están articulados, ya que los articulados no contribuyen a resistir el nuevo incremento de carga.

3.- Se suman los elementos mecánicos y los desplazamientos obtenidos en los análisis de los incisos 1 y 2 y se revisa de nuevo las acciones en los elementos para detectar los que han alcanzado su resistencia.

4.- Se vuelve a repetir el proceso desde el punto 1 haciendo la superposición de elementos mecánicos y desplazamientos laterales con los obtenidos en el paso inmediatamente anterior, de tal forma que para un número variable de iteraciones, que depende de la geometría y propiedades particulares de la estructura que se analiza, se llega a la formación de un mecanismo y por lo tanto al colapso de la estructura, con un valor de c/Q que resulta de sumar todos los (c/Q)<sub>i</sub> anteriores.

El valor de los incrementos sucesivos de la carga lateral depende de la sensibilidad que se adquiere para visualizar la forma en que se redistribuyen las cargas en las estructuras modificadas, no existiendo ninguna regla fija para esto.

Como se mencionó anteriormente, la solución propuesta para el refuerzo de esta estructura, además de los cables de presfuerzo, incluye el refuerzo local de algunas columnas con perfiles laminados de acero estructural, ya que se detectaron algunas con problemas de resistencia en flexocompresión.



Esta situación redundante en tres análisis de estructuras diferentes, que son:

1.- Análisis de la estructura original, sin refuerzo de ningún tipo.

2.- Análisis de la estructura original, pero ahora reforzando localmente algunas columnas para incrementar su resistencia a flexocompresión y cortante.

3.- Análisis de la estructura incluyendo el refuerzo en las columnas y la solución de cables de presfuerzo.

Los tres análisis llevan a comportamientos globales diferentes de la estructura y permiten visualizar la influencia que tiene reforzar las columnas (comparando los análisis 1 y 2), así como la influencia debida solamente al refuerzo con los cables de presfuerzo, (comparando los análisis 2 y 3).

En las figs 5, 6 y 7 se muestran las gráficas  $c/Q - \Delta$  obtenidas para los primeros tres entrepisos del edificio. No se incluye el cuarto por carecer de interés, ya que en él no se producen articulaciones plásticas. En el apéndice 6 se presentan las tablas donde se muestran los desplazamientos relativos de entrepiso y el valor del coeficiente sísmico reducido por ductilidad correspondiente. En las figs. anteriores se puede observar que la resistencia y el incremento de resistencia aumentan en la estructura cuando se refuerzan localmente algunas de las columnas de la planta baja. En el análisis 1, la ductilidad máxima se desarrolla en el primer entrepiso que es donde se forman las articulaciones plásticas. Los demás entrepisos no alcanzan su resistencia máxima y por lo tanto no desarrollan toda su ductilidad.

Cuando se refuerzan algunas columnas de los dos primeros entrepisos (análisis 2), la formación de articulaciones plásticas se produce en el tercer entrepiso, y en este caso, la demanda de ductilidad ahí es mucho mayor que en la estructura original; por lo tanto, el refuerzo local de algunas columnas modifica el comportamiento global de la estructura y desplaza el entrepiso crítico hacia arriba.

En las gráficas que corresponden al análisis 3 se observa que a pesar de la formación sucesiva de articulaciones plásticas, la estructura resiste los incrementos de carga dados sin salirse prácticamente del rango elástico, y la deformación correspondiente a la carga última es proporcionalmente menor a la obtenida con los análisis previos; esto es, casi no se desarrolla comportamiento plástico y se resiste toda la carga experimentando deformaciones elásticas.

La forma en que se alcanza la resistencia última de la estructura difiere sustancialmente de los análisis 1 y 2 al análisis 3. En los primeros, el colapso se presenta cuando algún entrepiso tiene un número tal de articulaciones plásticas que lo hacen inestable. En el tercer caso, a pesar de que los entrepisos por sí solos serían inestables, no ocurre el colapso porque los cables de presfuerzo, aumentando su nivel de carga, son capaces de absorber los incrementos en la fuerza lateral, manteniendo estable la estructura.

El proceso de colapso se produce como una especie de reacción en cadena al fallar bruscamente el primer cable, pues los restantes no son capaces (por el nivel de carga que ya tienen) de tomar la carga de aquel y también alcanzan su resistencia rápidamente.

El coeficiente sísmico que marca el RDF para este edificio, atendiendo a la zona en que se encuentra (zona del lago) es de  $c = 0.4$ . Como se trata de una estructura que pertenece al grupo A, hay que incrementar  $c$  en un 50 %, llegándose a un coeficiente sísmico de diseño de 0.6. Sin embargo, este coeficiente puede disminuirse a 0.38 tomando en cuenta la interacción suelo-estructura (en este caso la reducción es sustancial por la diferencia entre los periodos naturales de vibración del terreno de tres seg. y el del edificio de 0.79 seg.) y a que el análisis dinámico proporciona fuerzas menores al 80 % de las estáticas.

El análisis iterativo llevado a cabo en el marco seleccionado indica que en los dos primeros casos se desarrollan ductilidades de entrepiso del orden de dos ( $Q=2$ ), por lo que para ellos, el valor del coeficiente sísmico de diseño reducido por ductilidad ( $c/Q$ ) es de 0.19. Los valores de ( $c/Q$ ) resistentes son de 0.12 y 0.16 respectivamente para los análisis 1 y 2, por lo que la estructura está escasa en cuanto a resistencia.

Por otro lado, para el caso de la estructura reforzada con cables el comportamiento es prácticamente elástico y el valor del factor de ductilidad es menor de dos. Así, aceptando conservadoramente que  $Q=1$ , el ( $c/Q$ ) de diseño es 0.38, que en este caso resulta menor que el resistente (0.5), demostrándose por tanto que ahora la estructura sí cumple con los requisitos que marca el RDF.

Es importante aclarar sin embargo, que para que una estructura pueda diseñarse bajo criterios de análisis plástico, o como en este caso, se esté obteniendo su resistencia total considerando que en algunos puntos se producen articulaciones plásticas, es necesario garantizar que los elementos plastificados son capaces de mantener el momento plástico durante las rotaciones necesarias para que las cargas adicionales puedan redistribuirse a otras zonas de la estructura. Estas demandas de ductilidad no se evalúan en este trabajo por falta de tiempo pero es un punto que se debe aclarar en estudios posteriores ya que las demandas locales de ductilidad de algún elemento podrían superar su capacidad, limitando así la aplicabilidad del refuerzo.

#### CONCLUSIONES

El refuerzo de edificios poco esbeltos con cables de presfuerzo presenta una serie de ventajas sobre las formas clásicas de refuerzo a base de muros de rigidez y encamisado de columnas. La estructura original contribuye a tomar parte de la fuerza sísmica actuante ya que se le hace trabajar en conjunto con el sistema de refuerzo. Esto no ocurre en las estructuras reforzadas por ejemplo a base de muros, en las que debido a la gran rigidez de éstos, prácticamente toman el 100 % de la acción lateral sísmica y la estructura original se limita a trabajar ante carga vertical, desaprovechándose gran parte de la capacidad sismo-resistente con la que fue concebida.

En cuanto a los detalles constructivos es evidente que el refuerzo a base de cables es una solución más limpia que cualquier otra. Prácticamente no se manejan cimbras ni colados y el tiempo de la obra es considerablemente menor. El detalle más delicado es la perforación de los capiteles para pasar los cables y anclarlos en forma adecuada al nudo, que se resuelve con una máquina taladradora sobre rieles de fácil manejo, o mediante conexiones metálicas prefabricadas colocadas por el exterior.

Por otro lado, la solución a base de cables es mucho más ligera que la de muros de rigidez o encamisado de columnas, lo que evita hundimientos diferenciales de la estructura, que dependiendo del terreno y las características del edificio, pueden ser importantes. Además, la transmisión de cargas a la cimentación es bastante gradual y no se presentan descargas fuertes en zonas muy localizadas, como en el caso de los muros de rigidez, evitándose así un posible refuerzo de la cimentación.

Por último, el costo de la reparación a base de cables de presfuerzo es aproximadamente del 10 % del de cualquiera de las modalidades tradicionales, con lo que los ahorros son sustanciales.

Esta forma de reparación presenta, sin embargo, un problema en cuanto a su aplicación indiscriminada. Como ya se señaló en el trabajo, la estructura reforzada con cables desarrolla su resistencia prácticamente sin salirse del rango elástico, no sufriendo casi degradación de la rigidez. Si los periodos naturales de vibración de la estructura y del terreno donde se asienta son muy parecidos, se puede presentar un fenómeno de resonancia, empeorado por el hecho de que la estructura prácticamente no cambia su periodo de vibración y tiene poca defensa por disipación de energía en el rango inelástico. Esta situación puede incrementar considerablemente las fuerzas que obran sobre la estructura. En el caso particular del edificio analizado este fenómeno no se tiene debido a que, como ya se mencionó, hay una gran diferencia entre los periodos del suelo y la estructura.

En este trabajo se trata de fundamentar la aplicación del sistema de refuerzo de edificios de mediana altura mediante cables, así como de analizar el comportamiento general de las estructuras de cortante así reforzadas, señalándose las ventajas e inconvenientes que se presentan. La respuesta de los edificios de flexión es sustancialmente distinta y hay que tener cuidado cuando se aplican estos resultados a dichas estructuras. Será responsabilidad del ingeniero estructural verificar que el edificio a reforzar y su entorno sean los adecuados para decidirse por una solución de este tipo.

## RECONOCIMIENTOS

Se agradece la ayuda del grupo RIOBOO, que proporcionó toda la información necesaria para la elaboración de este trabajo, en particular a los ingenieros José María Rioboo, Carlos Tapia y José María Villanueva. Así mismo al Departamento de Materiales de la UAM-Azcapotzalco, por el apoyo brindado para la realización de este estudio.

## REFERENCIAS

1. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Diario Oficial, tomo CDVI, No. 3, México D.F., 3 de julio de 1987.
2. "Diseño y construcción de estructuras de concreto. Normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Instituto de Ingeniería, UNAM. julio de 1977.
3. "Normas de emergencia en materia de construcción para el Distrito Federal". Diario Oficial, tomo CCCXCIII, No. 34, México, D.F, 18 de octubre de 1985.

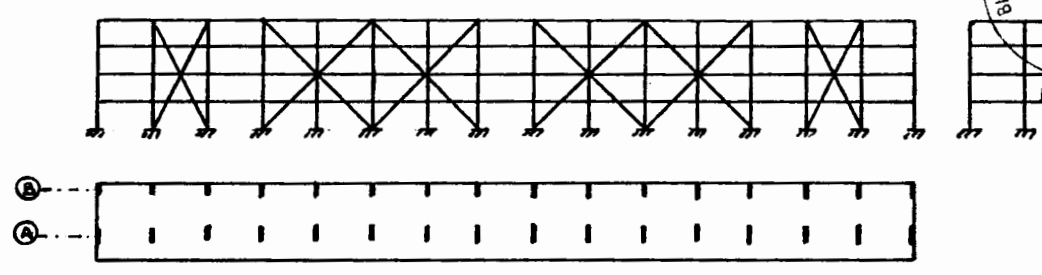
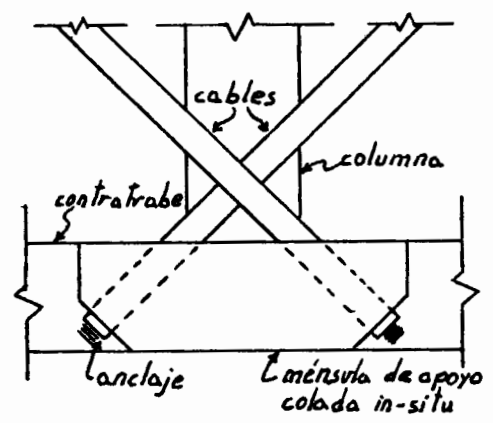
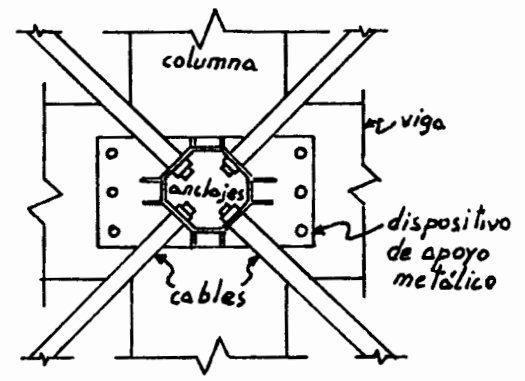


Fig. 1 Edificio escolar típico rigidizado y reforzado con cables de presfuerzo.



a) Conexión construida en el lugar.



b) Conexión prefabricada.

Fig. 2 Conexiones típicas.

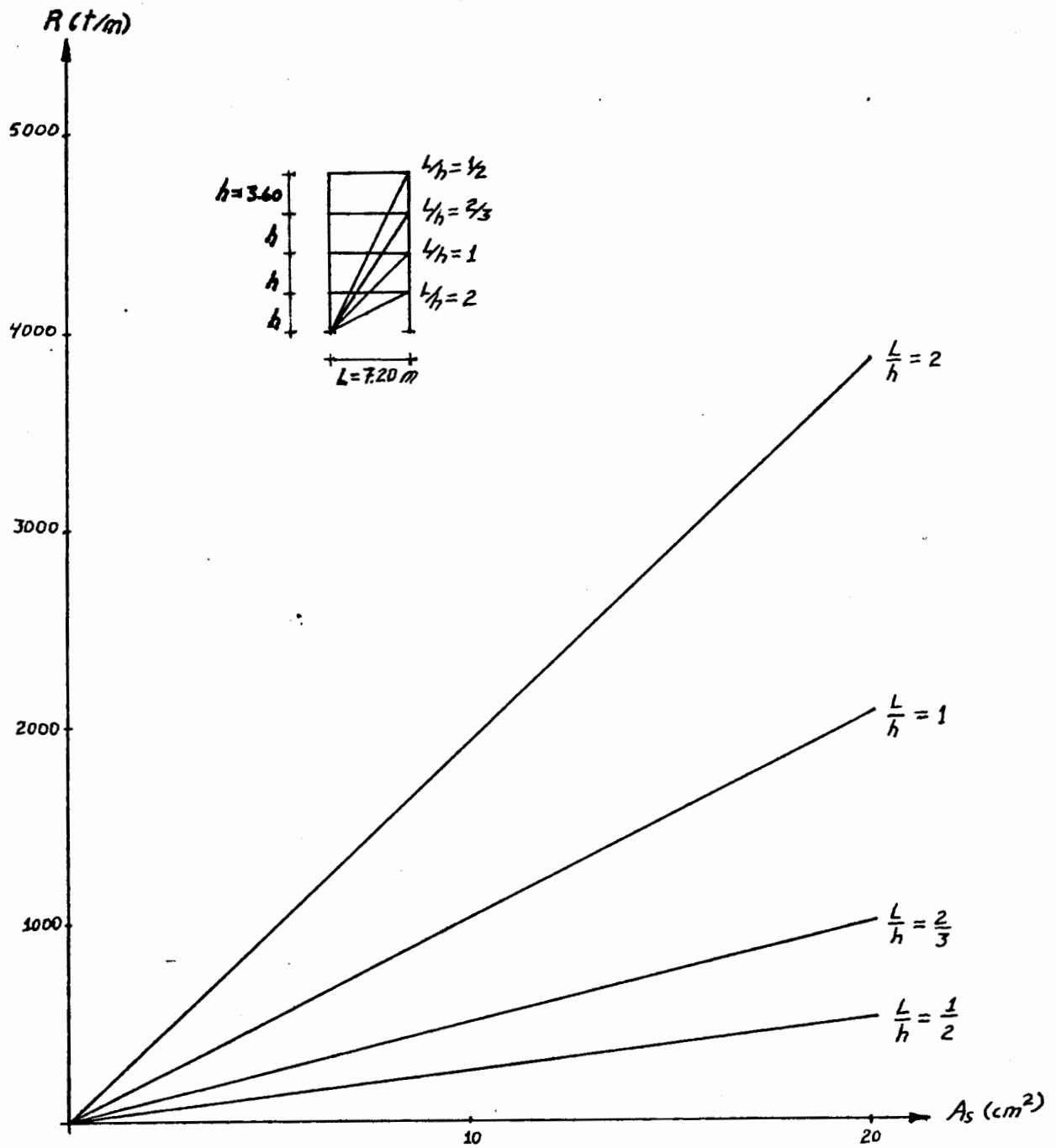


Fig. 3 Relación entre la rigidez y el área de la sección de un cable.

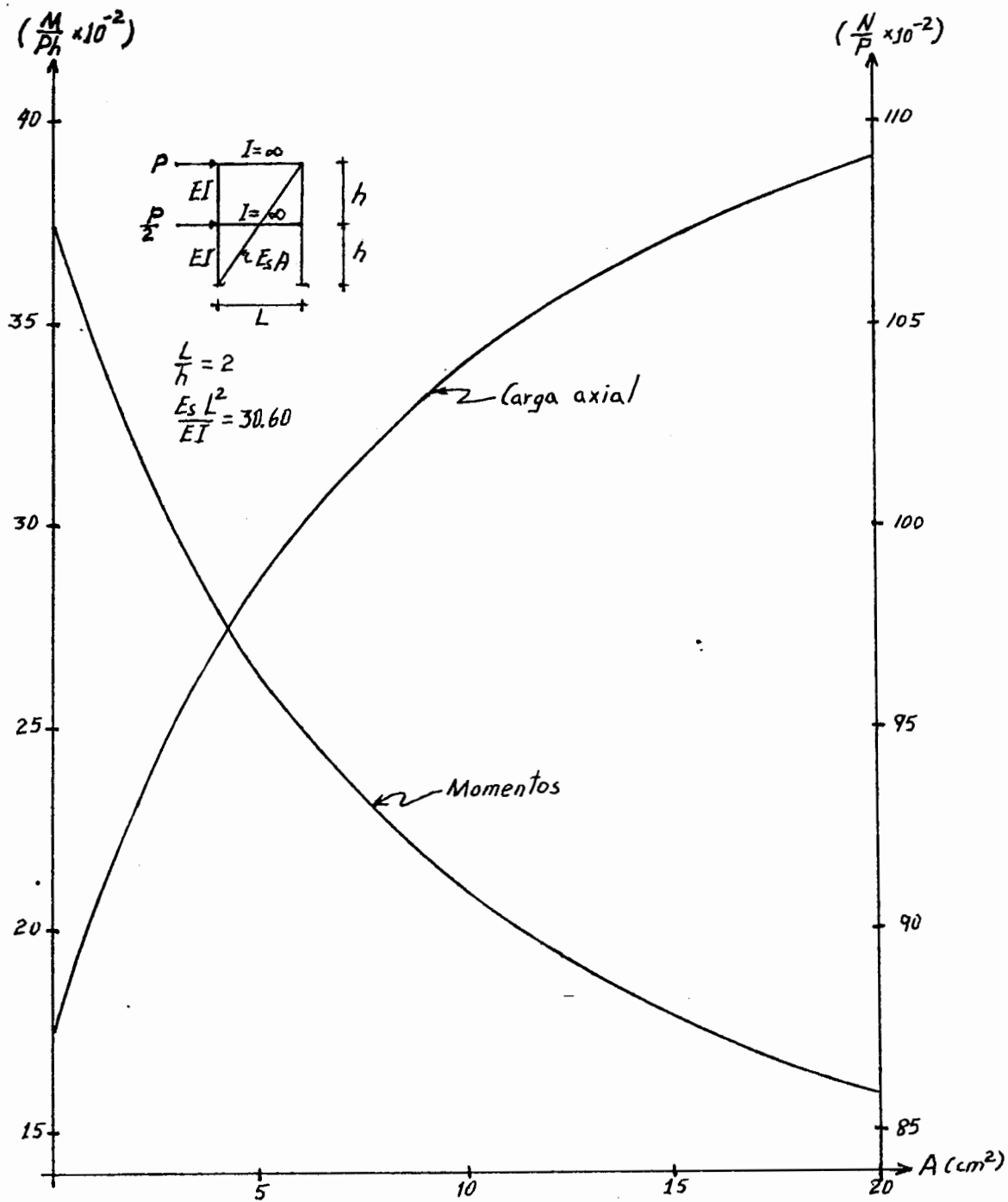


Fig. 4 Elementos mecánicos en las columnas de la base de una cruzija contraventeada con cables de presfuerzo.

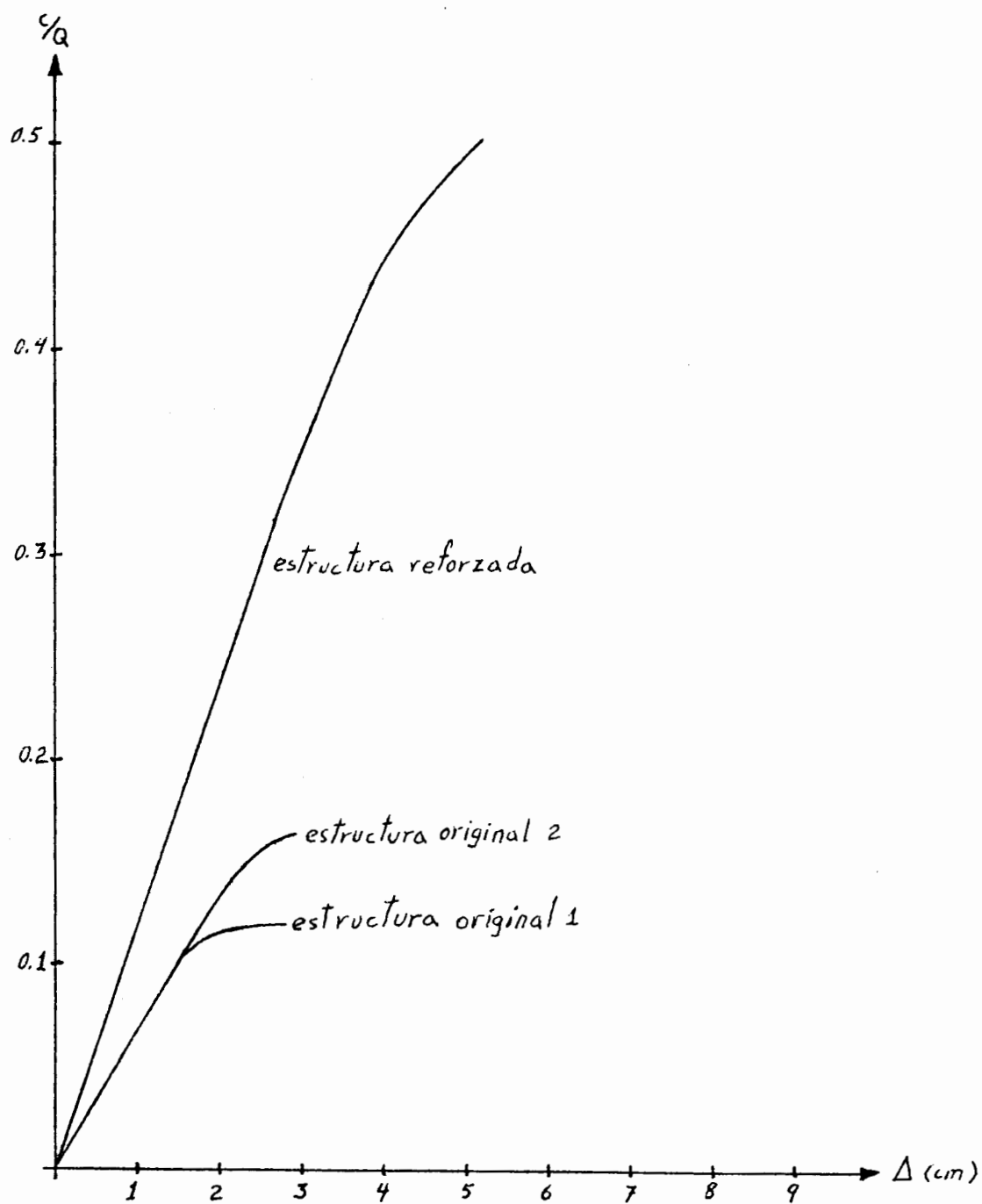


Fig. 5 Curva coeficiente sismico - deformación para el primer entrepiso del marco tipo de la fig. 1.



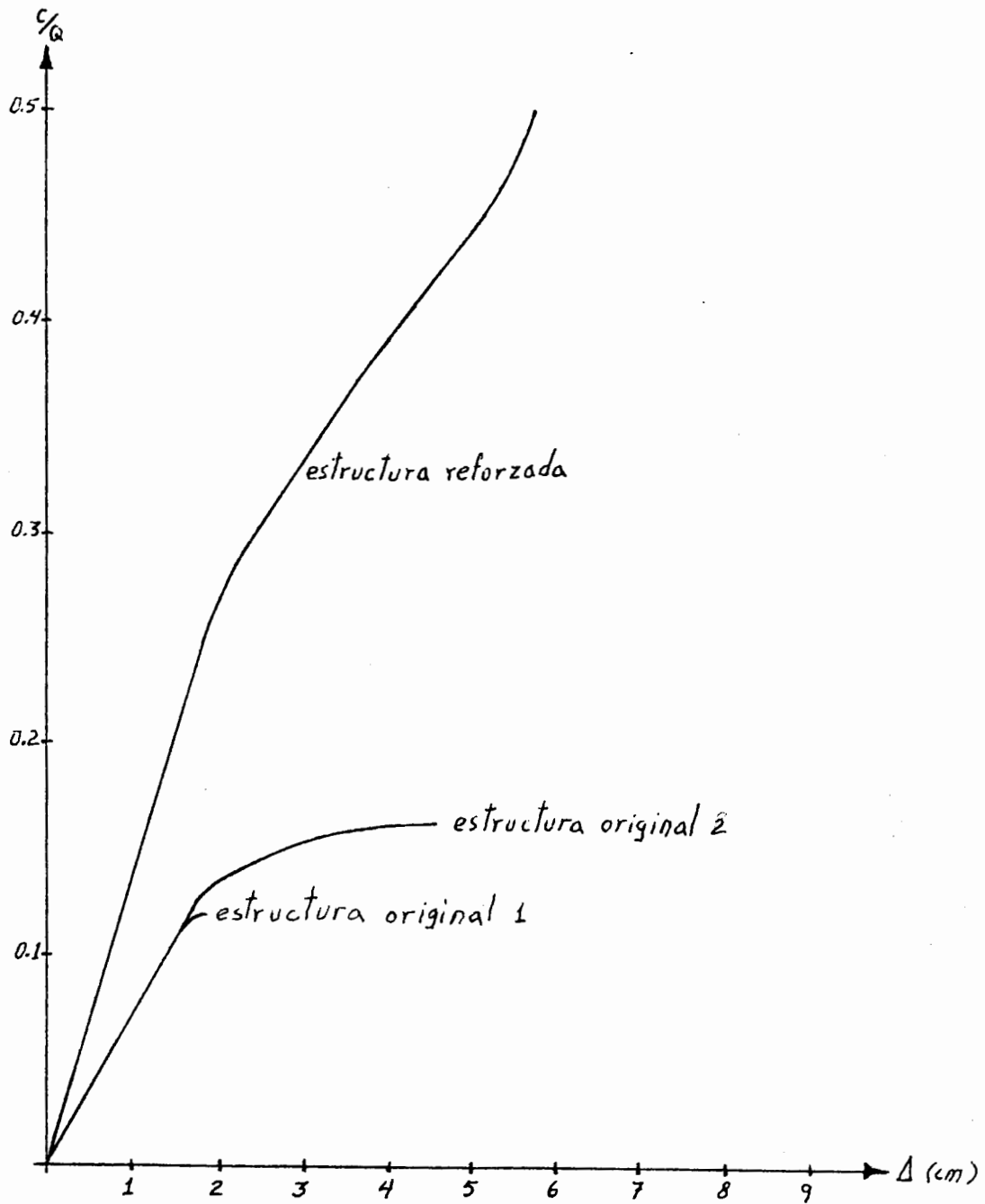


Fig. 6 Curva coeficiente sismico - deformación para el segundo entrepiso del marco tipo de la fig. 1.

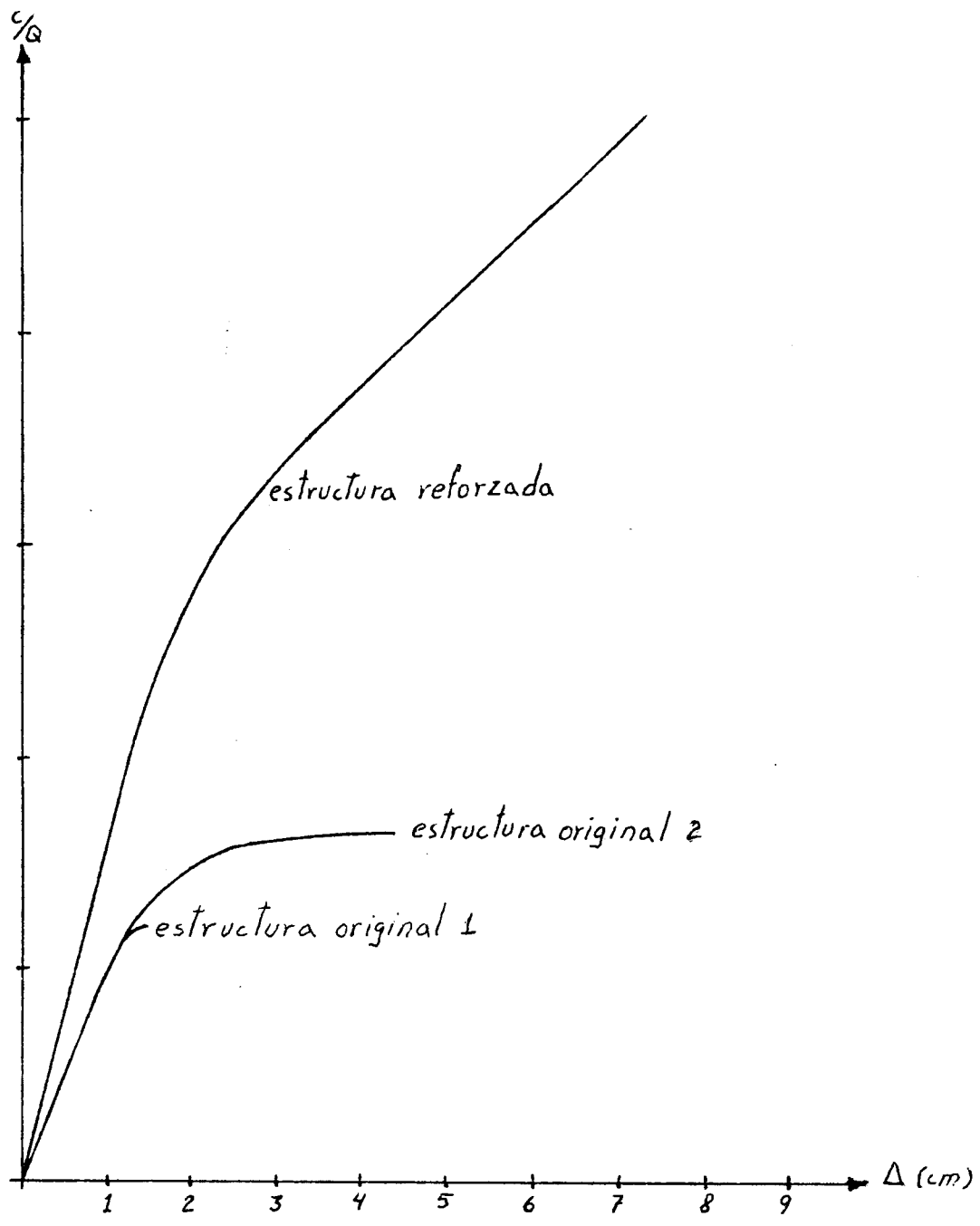


Fig. 7 Curva coeficiente sismico - deformación para el tercer entrepiso del marco tipo de la fig. 1.

APENDICE 1. Rigidez lateral del contraventeo con cables de presfuerzo

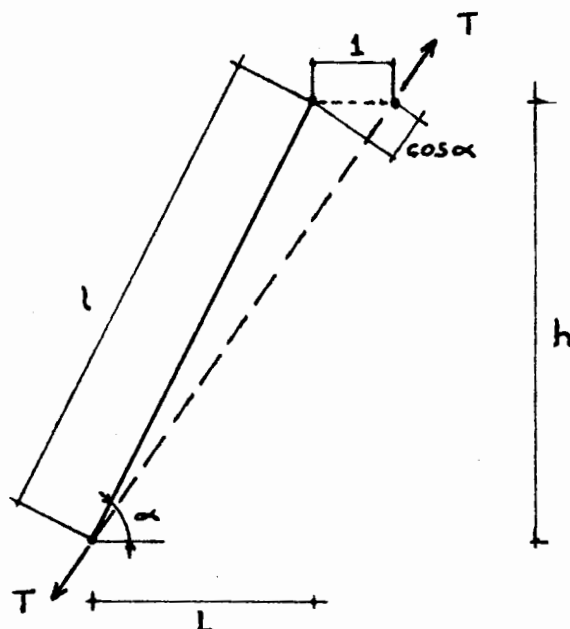


Fig. 1 Contraviento sujeto a una deformación lateral unitaria.

La rigidez lateral  $R$  que proporciona un cable está dada por la fuerza lateral necesaria para producirle una deformación unitaria. De acuerdo con la fig. 1:

$$R = T \cos \alpha \quad (1)$$

$T$  es la fuerza axial correspondiente a la posición deformada del cable, que depende de la rigidez axial de éste y de la proyección de la deformación unitaria sobre el eje del mismo:

$$T = (EA/l) \cos \alpha \quad (2)$$

donde:

$E$  = módulo de elasticidad del cable

$A$  = área de la sección del cable

$l$  = longitud del cable

Sustituyendo (2) en (1) se tiene:

$$R = (EA/l) \cos^2 \alpha \quad (3)$$

Considerando las siguientes relaciones geométricas (fig. 1):

$$\cos \alpha = L/l \quad (4)$$

$$l = (L^2 + h^2)^{1/2} \quad (5)$$

se tiene finalmente que:

$$R = \frac{EA (L/h)^2}{h (1+(L/h)^2)^{3/2}} \quad (6)$$

## APENDICE 2. Rigidez lateral de una cruzía típica

A continuación se calcula la rigidez lateral de la cruzía típica de una escuela mostrada en la fig. 1.

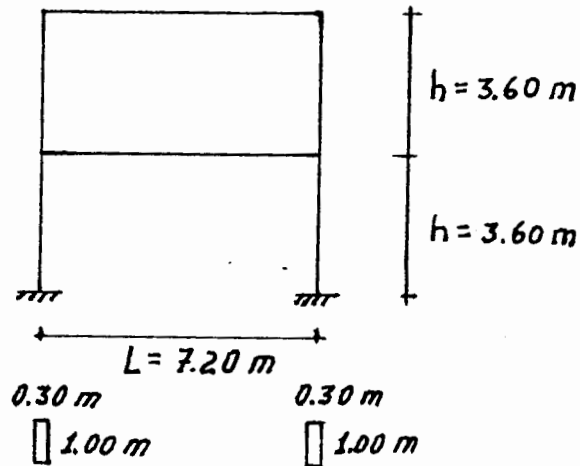


Fig. 1 Cruzía típica de un edificio escolar.

Suponiendo un comportamiento de cortante, la rigidez lateral de cada entrepiso estará dada por:

$$Re = 24EI/h^3 \quad (1)$$

donde:

$E$  = módulo de elasticidad del concreto (1 580 000 ton/m<sup>2</sup>)

$I$  = momento de inercia de las columnas (0.00225 m<sup>4</sup>)

$h$  = altura del entrepiso (3.60 m)

Sustituyendo los valores correspondientes:

$$Re = 24 \times 1\,580\,000 \times 0.00225 / 3.60^3$$
$$Re = 1\,829 \text{ ton/m}$$

La rigidez lateral al nivel de la azotea donde se colocarían los cables se obtiene de:

$$1/R = 2/Re \quad (2)$$
$$R = 914 \text{ ton/m}$$

Finalmente, por cada eje de columnas se tendrá una rigidez de 457 ton/m.

### APENDICE 3. Esfuerzos en los contraventeos metálicos

A continuación se calculan los esfuerzos que se presentan en los contravientos metálicos de una cruzía típica de una estructura de concreto sujeta a deformaciones de entrepiso de  $0.006 h$ , para distintas alternativas de colocación (fig. 1).

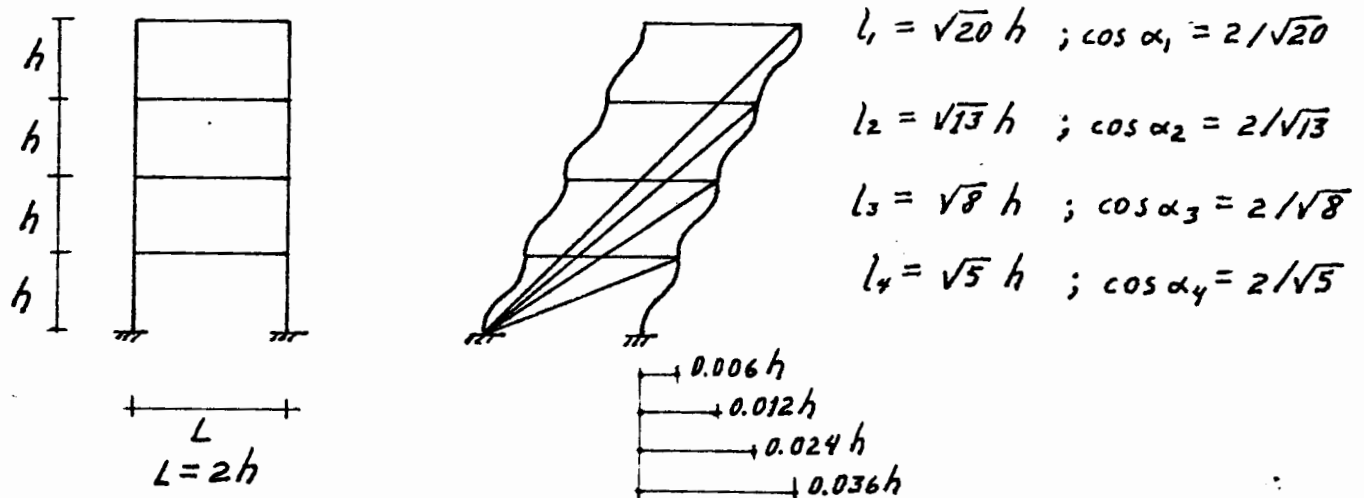


Fig. 1 Cruzía contraventeada sujeta a deformaciones laterales

El esfuerzo en los contravientos está dado por:

$$\sigma = E \Delta / l \quad (1)$$

donde:

$E$  = módulo de elasticidad del acero (2 000 000 kg/cm )

$\Delta$  = deformación del cable

$l$  = longitud del cable

Por otro lado:

$$\Delta = H \cos \alpha \quad (2)$$

donde:

$H$  = deformación lateral en el extremo del cable

$\alpha$  = ángulo del cable respecto a la horizontal

Al sustituir (2) en (1):

$$\sigma = E H \cos \alpha / l$$

Efectuando las operaciones para cada alternativa se tiene que:

$$\sigma_1 = 4\ 560\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 5\ 261\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 5\ 700\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = 4\ 560\ \text{kg/cm}^2$$

#### APENDICE 4. Rigidez lateral de un muro de concreto

A continuación se calcula la rigidez lateral proporcionada por un muro de concreto utilizado para rigidizar la crujía típica tratada en el apéndice 2 (fig. 1).

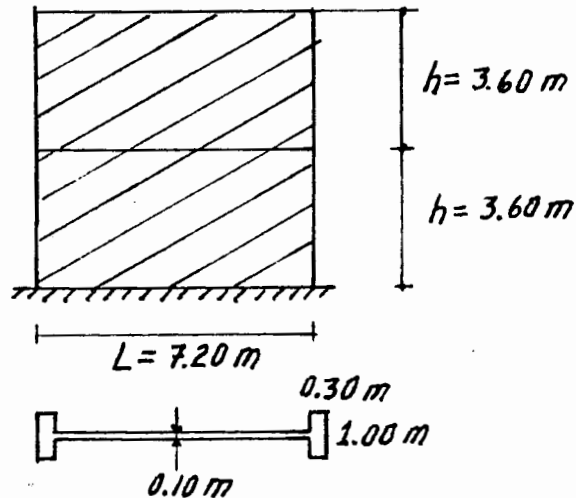


Fig. 1 Crujía típica de un edificio escolar con muros de concreto.

La rigidez lateral de un muro de concreto trabajando a cortante está dada por:

$$R = (h/GA + h^3/3EI)^{-1} \quad (1)$$

donde:

E = módulo de elasticidad a cortante (1 580 000 ton/m<sup>2</sup>)  
 G = módulo de elasticidad a cortante (630 000 ton/m<sup>2</sup>)  
 A = área de la sección del muro (.72 m<sup>2</sup>)  
 I = momento de inercia de la sección del muro (10.52 m<sup>4</sup>)  
 h = altura del muro (7.2 m)

Sustituyendo los valores correspondientes se tiene:

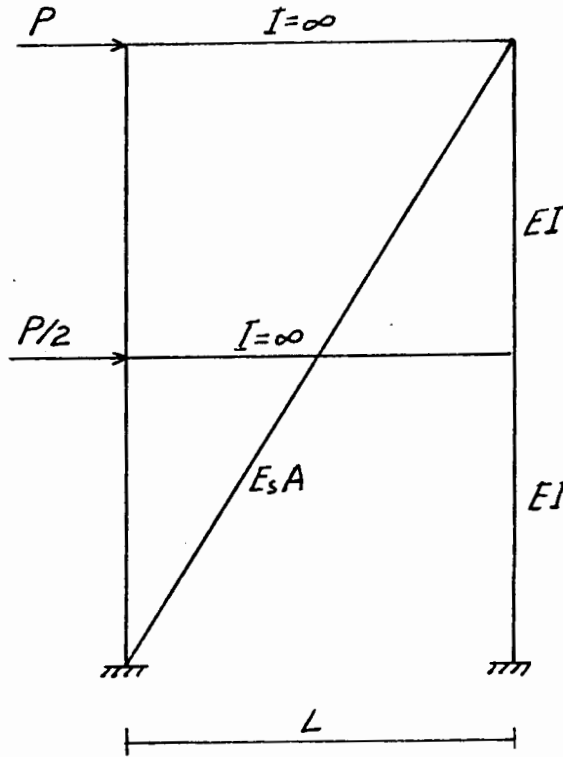
$$R = (7.2 / 630\,000 \times .72 + 7.2^3 / 3 \times 1\,580\,000 \times 10.52)^{-1}$$

$$R = (1/63\,000 + 1/133\,600)^{-1}$$

$$R = 42\,812 \text{ ton/m}$$



APENDICE 5. Elementos mecánicos de una cruzija de un marco típico



$$K_1 = \frac{E_s A L^2}{EI}$$

$$K_2 = \frac{L}{h}$$

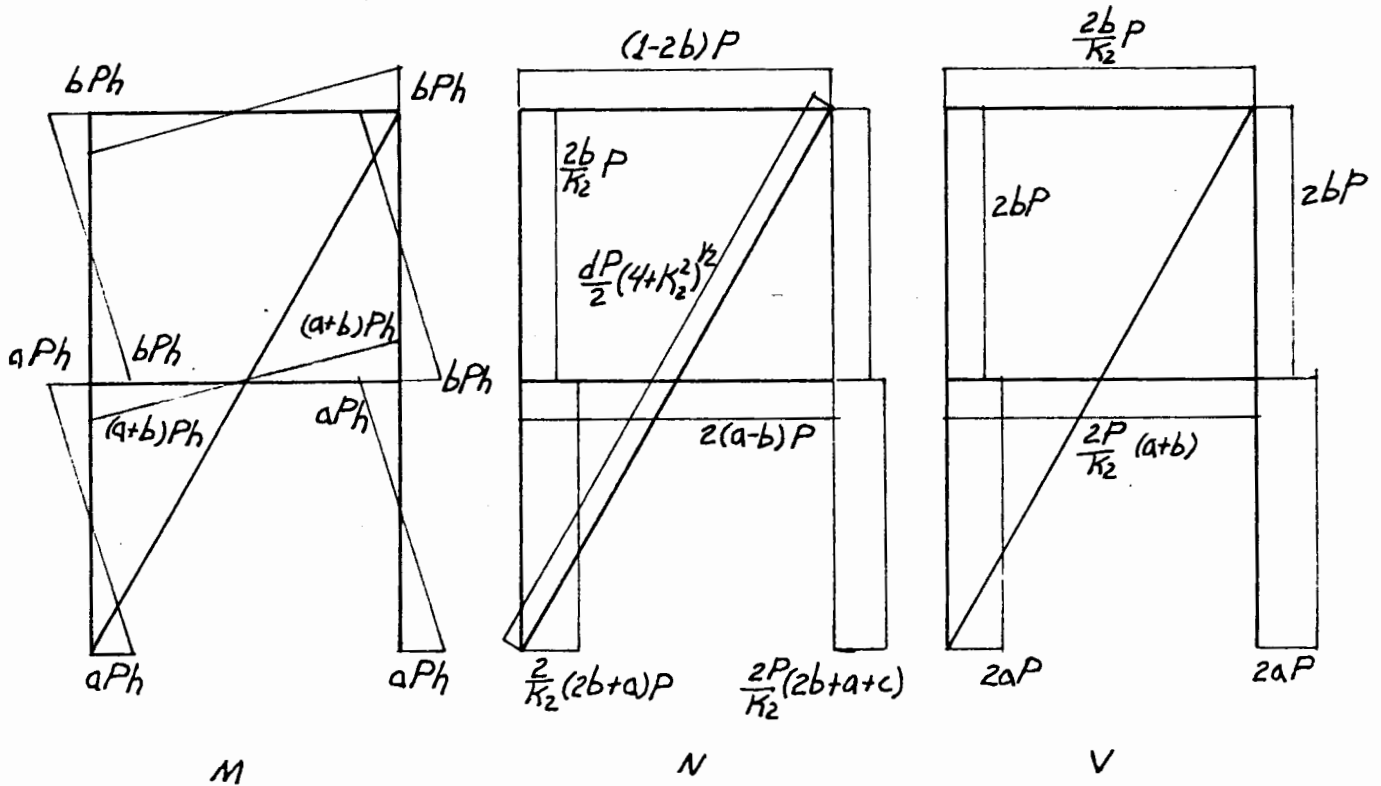
$$d = \frac{(K_2^2 + 4)^{3/2}}{12(K_2^2 + 4)^{3/2} + K_1}$$

$$a = \frac{1 + 60d^2}{16}$$

$$b = a - \frac{1}{8}$$

$$c = 1 - 4b$$

$$d = \frac{2c}{K_2}$$



APENDICE 6. Desplazamientos totales de los niveles y desplazamientos relativos de los entrepisos.

\*\*\*\*\* MARCO PLANO UAM - XOCHIMILCO \*\*\*\*\*  
 \*\* \*\*  
 \*\*\*\*\* ESTRUCTURA ORIGINAL \*\*\*\*\*  
 \*\* \*\*  
 \*\*\*\*\* ANALISIS ANTE CARGA VERTICAL Y SISMO \*\*\*\*\*

\*\*\* DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LOS NIVELES EN CMS \*\*\*

C/O	0.100	0.110	0.115	0.118	0.120
NIVEL					
N-4	4.46	5.00	5.43	5.78	6.71
N-3	3.92	4.40	4.81	5.14	6.06
N-2	2.87	3.24	3.58	3.83	4.63
N-1	1.48	1.69	1.95	2.14	2.81

\*\*\* DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE LOS ENTREPISOS EN CMS \*\*\*

C/O	0.100	0.110	0.115	0.118	0.120
ENTREPISO					
E-4	0.54	0.60	0.62	0.64	0.65
E-3	1.05	1.16	1.23	1.31	1.43
E-2	1.39	1.55	1.63	1.69	1.82
E-1	1.48	1.69	1.95	2.14	2.81

\*\*\*\*\* MARCO PLANO UAM - XOCHIMILCO \*\*\*\*\*  
 \*\* \*\*  
 \*\*\*\*\* ESTRUCTURA ORIGINAL CON COLUMNAS REFORZADAS \*\*\*\*\*  
 \*\* \*\*  
 \*\*\*\*\* ANALISIS ANTE CARGA VERTICAL Y SISMO \*\*\*\*\*

\*\*\* DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LOS NIVELES EN CMS \*\*\*

C/D	0.115	0.130	0.140	0.147	0.152	0.156	0.159	0.161	0.163
NIVEL									
N-4	5.13	5.91	6.81	7.58	8.28	9.01	9.78	10.96	12.74
N-3	4.50	5.20	6.05	6.78	7.45	8.15	8.91	10.07	11.85
N-2	3.30	3.75	4.33	4.84	5.28	5.71	6.15	6.69	7.49
N-1	1.70	1.93	2.12	2.28	2.39	2.51	2.63	2.76	2.92

\*\*\* DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE LOS ENTREPISOS EN CMS \*\*\*

C/D	0.115	0.130	0.140	0.147	0.152	0.156	0.159	0.161	0.163
ENTREPISO									
E-4	0.63	0.71	0.76	0.80	0.83	0.86	0.87	0.89	0.89
E-3	1.20	1.45	1.72	1.94	2.17	2.44	2.76	3.38	4.36
E-2	1.60	1.82	2.21	2.56	2.89	3.20	3.52	3.93	4.57
E-1	1.70	1.93	2.12	2.28	2.39	2.51	2.63	2.76	2.92

\*\*\*\*\* MARCO PLANO UAM - XOCHIMILCO \*\*\*\*\*  
 \*\* \*\*  
 \*\*\*\*\* ESTRUCTURA REFORZADA CON CABLES DE PRESFUERZO \*\*\*\*\*  
 \*\* \*\*  
 \*\*\*\*\* ANALISIS ANTE CARGA VERTICAL Y SISMO \*\*\*\*\*

\*\*\* DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LOS NIVELES EN CMS \*\*\*

C/O	0.200	0.230	0.250	0.270	0.280	0.290	0.298	0.306	0.314	0.325	0.350	0.375	0.400	0.425	0.450	0.475	0.500
NIVEL																	
N-4	4.70	5.44	5.97	6.55	6.89	7.24	7.55	7.85	8.17	8.65	9.78	10.99	12.25	13.56	14.88	16.23	17.61
N-3	4.37	5.07	5.59	6.17	6.51	6.86	7.18	7.50	7.82	8.33	9.55	10.86	12.23	13.65	15.08	16.54	18.03
N-2	3.13	3.60	3.92	4.27	4.49	4.71	4.90	5.09	5.28	5.56	6.20	6.87	7.59	8.35	9.14	9.97	10.82
N-1	1.67	1.92	2.09	2.27	2.35	2.44	2.50	2.56	2.62	2.72	2.96	3.20	3.45	3.72	4.04	4.52	5.11

\*\*\* DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE LOS ENTREPISOS EN CMS \*\*\*

C/O	0.200	0.230	0.250	0.270	0.280	0.290	0.298	0.306	0.314	0.325	0.350	0.375	0.400	0.425	0.450	0.475	0.500
ENTREPISO																	
E-4	0.33	0.37	0.38	0.38	0.38	0.38	0.37	0.35	0.35	0.32	0.23	0.13	0.02	-0.09	-0.20	-0.31	-0.42
E-3	1.24	1.47	1.67	1.90	2.02	2.15	2.28	2.41	2.54	2.77	3.35	3.99	4.64	5.30	5.94	6.57	7.21
E-2	1.46	1.68	1.83	2.00	2.14	2.27	2.40	2.53	2.66	2.84	3.24	3.67	4.14	4.63	5.10	5.45	5.71
E-1	1.67	1.92	2.09	2.27	2.35	2.44	2.50	2.56	2.62	2.72	2.96	3.20	3.45	3.72	4.04	4.52	5.11

F/DEPFI/TI/1A/1988



701937