



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

11
215

FACULTAD DE INGENIERIA

FALLA DE ORIGEN

"ESTUDIO ANALITICO SOBRE EL
COMPORTAMIENTO SISMICO DE LA
RESTRUCTURACION DE PLANTELES ESCOLARES
POR MEDIO DE CABLES DE ACERO DE
PRESFUERZO"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSE LUIS ALVAREZ RUIZ

CIUDAD UNIVERSITARIA, D. F.

1995



Universidad Nacional
Autónoma de México

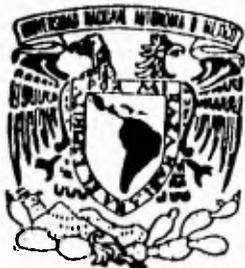


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

11
215

FACULTAD DE INGENIERÍA

FALLA DE ORIGEN

"ESTUDIO ANALÍTICO SOBRE EL
COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA
RESTRUCTURACIÓN DE PLANTELES ESCOLARES
POR MEDIO DE CABLES DE ACERO DE
PRESFUERZO"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSE LUIS ALVAREZ RUIZ

CIUDAD UNIVERSITARIA, D. F.

1995

*A mis padres **Lucia y José Luis***

*A mis hermanos **Margarita y Jorge***

A Sofía Muiya

A mis amigos y maestros

A la memoria de mi abuela Emilia Gálvez Avila

AGRADECIMIENTOS

A la Facultad de Ingeniería por los conocimientos y la formación profesional que me ha dado.

Al Dr. Arturo Tena Colunga por su constante apoyo e invaluable consejos proporcionados durante la realización de esta tesis.

Al Centro de Investigación Sísmica de la Fundación Javier Barros Sierra por todos los recursos que me proporcionó para la elaboración de esta tesis.

A todas aquellas personas que de una u otra manera intervinieron en la realización de esta tesis.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-053/94

Señor
JOSE LUIS ALVAREZ RUIZ
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. ARTURO TENA COLUNGA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"ESTUDIO ANALITICO SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LA RESTRUCTURACION DE PLANTELES ESCOLARES POR MEDIO DE CABLES DE ACERO DE PREFUERZO"

- INTRODUCCION**
- I. SISTEMAS DE REPARACION DE ESTRUCTURAS MAS COMUNMENTE UTILIZADOS EN MEXICO**
 - II. DESCRIPCION DE LOS PLANTELES EN SUS CONDICIONES ORIGINALES**
 - III. DESCRIPCION DEL REFUERZO DE LOS PLANTELES CON CABLES DE ACERO DE PREFUERZO**
 - IV. ANALISIS ELASTICO COMPARATIVO**
 - V. ANALISIS AL LIMITE COMPARATIVO**
 - VI. ANALISIS NO LINEALES DE LOS PLANTELES ORIGINALES Y REFORZADOS CON SISTEMAS EQUIVALENTES DE UN GRADO DE LIBERTAD**
 - VII. ANALISIS NO LINEALES DE LOS PLANTELES ORIGINALES Y REFORZADOS CON MODELOS BIDIMENSIONALES EQUIVALENTES**
 - VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 8 de junio de 1994.
EL DIRECTOR.

ING/JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*nl

INDICE

CAPITULO		PAGINA
	INTRODUCCION	1
1	SISTEMAS DE REPARACION DE ESTRUCTURAS MAS COMUNMENTE UTILIZADOS EN MEXICO	3
2	DESCRIPCION DE LOS PLANTELES EN SUS CONDICIONES ORIGINALES	8
	2.1 Escuela EP1	8
	2.2 Escuela EP2	9
3	DESCRIPCION DEL REFUERZO DE LOS PLANTELES CON CABLES DE ACERO DE PRESFUERZO	12
	3.1 Escuela EP1	12
	3.2 Escuela EP2	13
4	ANALISIS ELASTICO COMPARATIVO	19
	4.1 Análisis elásticos de los planteles original y reforzado con cables de presfuerzo, correspondientes a la estructura EP1	19
	4.1.1 Análisis elásticos del cuerpo B del plantel EP1	19
	4.1.2 Análisis elásticos del cuerpo A del plantel EP2	24
	4.2 Análisis elásticos de los planteles EP2 original y reforzado con cables de presfuerzo	29
5	ANALISIS AL LIMITE COMPARATIVO	58
	5.1 Análisis al límite de las estructuras original y reforzada del plantel EP1	58
	5.1.1 Análisis al límite del cuerpo B	58
	5.1.2 Análisis al límite del cuerpo A	61
	5.2 Análisis al límite de las estructuras original y reforzada del plantel EP2	63
6	ANALISIS NO LINEALES COMPARATIVOS DE LOS PLANTELES ORIGINALES Y REFORZADOS CON SISTEMAS EQUIVALENTES DE UN GRADO DE LIBERTAD	78
	6.1 Metodología	78
	6.2 Acelerogramas sintéticos utilizados	80

6.3	Sistemas equivalentes de un grado de libertad de las estructuras original y reforzada del plantel EP1	81
6.3.1	Sistemas equivalentes de un grado de libertad del cuerpo B	81
6.3.2	Sistemas equivalentes de un grado de libertad del cuerpo A	83
6.4	Sistemas equivalentes de un grado de libertad de las estructuras original y reforzada del plantel EP2	85
7	ANÁLISIS NO LINEALES DE LOS PLANTELES ORIGINALES Y REFORZADOS CON MODELOS BIDIMENSIONALES EQUIVALENTES	97
7.1	Análisis no lineales de los planteles original y reforzado con cables de presfuerzo, correspondiente a la estructura EP1	97
7.1.1	Análisis dinámicos no lineales del cuerpo B del plantel EP1	98
7.1.2	Análisis dinámicos no lineales del cuerpo A del plantel EP1	100
7.2	Análisis dinámicos no lineales de los planteles original y reforzado con cables de presfuerzo, correspondiente a la estructura EP2	102
8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	134

INTRODUCCION

Los sismos registrados en la Ciudad de México en el mes de septiembre de 1985 son recordados por la cantidad de daños provocados a estructuras localizadas en el valle. Dentro de las estructuras dañadas se pueden mencionar edificios que prestaban servicio como oficinas, hoteles, escuelas públicas, etc. A partir de los acontecimientos ya mencionados, se han realizado un buen número de investigaciones para desarrollar o ampliar teorías en el ámbito de la ingeniería sísmica.

El desarrollo reciente de sistemas de reducción de respuesta sísmica en el mundo ha motivado el estudio teórico y experimental de estos sistemas para su aplicación a estructuras localizadas en la Ciudad de México. En estudios realizados por diferentes instituciones, se han identificado cualitativamente los parámetros que influyen de manera más significativa en el comportamiento de estructuras con dispositivos disipadores de energía y sistemas de rigidización. Estos antecedentes son de gran utilidad, pues permiten estudiar la aplicabilidad de dispositivos disipadores de energía y cables de presfuerzo a estructuras tipo en las que éstos puedan tener ventajas, desde puntos de vista técnicos y económicos.

El objetivo de esta tesis es analizar la aplicabilidad y eficiencia de los cables de presfuerzo en la rigidización de escuelas públicas. Para llevar a cabo este objetivo, se han seleccionado dos escuelas públicas de concreto reforzado.

El edificio de la Secundaria No. 2, al cual se referirá en adelante como EPI, es una escuela pública que consta de dos cuerpos principales y tres niveles, ubicada en la colonia Santa María la Ribera, en la zona del lago de la ciudad de México. La estructura original consta de marcos de concreto reforzado que en su dirección larga dispone de muros de mampostería no estructurales y en la corta de muros de mampostería que sí participan en la respuesta estructural. La escuela fue diseñada en 1960, según informa la directora del plantel. Los cuerpos del plantel escolar fueron reforzados con cables de acero de presfuerzo posterior al sismo de Michoacán de 1985.

El edificio de la Secundaria No. 4, denominado en lo sucesivo como EP2, es también una escuela pública localizada sobre la Ribera de San Cosme, a unas cinco cuadras del plantel EP1, cuenta con cuatro niveles y está estructurada de manera similar al plantel EP1, aunque su construcción data de 1976. La escuela fue reestructurada después del sismo de Michoacán de 1985.

El interés en estas edificaciones es el estudiar la efectividad de este sistema de refuerzo a estructuras de estas características. Para ambos planteles se cuenta con la información referente al proyecto de reestructuración con los cables de acero de prefuerzo. Desafortunadamente, no se pudieron localizar los planos estructurales originales. Por lo anterior, se realizaron levantamientos de campo y se utilizó la información de planteles tipo diseñados por el CAPFCE en cuanto a la calidad de los materiales y porcentajes de refuerzo.

CAPITULO 1

SISTEMAS DE REPARACION DE ESTRUCTURAS MAS COMUNMENTE UTILIZADOS EN MEXICO

El sismo de Michoacán de 1985, provocó en la Ciudad de México el colapso de más de 200 edificios y daño a otros miles (Jirsa, 1994). Las estructuras más seriamente afectadas fueron sistemas de marcos de concreto reforzado, que en general eran muy flexibles y el detallado en los elementos estructurales no fue suficiente para permitir el desarrollo de largas deformaciones, lo que se traduce en baja ductilidad, provocando así fallas por cortante y anclaje antes de la formación de articulaciones. Muchas de las estructuras colapsadas o dañadas cumplían con los requerimientos de los códigos de construcción vigentes antes del evento.

Después del sismo de 1985, el costo de reparación de estructuras seriamente dañadas era sumamente alto y, debido a las condiciones económicas de la época, se debía buscar un equilibrio entre la técnica de reparación y el costo de ésta. Las técnicas de rehabilitación debían reforzar y rigidizar a las estructuras, con el fin de evitar daños severos y prevenir el colapso ante eventos dinámicos de larga duración y bajas frecuencias, típicos del área metropolitana. Por lo anterior, el desarrollo y la implementación de técnicas de reparación y rehabilitación de estructuras cobró gran importancia dentro de la ingeniería estructural.

Las técnicas de reparación que se utilizaron a partir de 1985 son muy variadas y van desde la modificación de algunos elementos estructurales y la incorporación de nuevos elementos, hasta la creación de marcos externos o la eliminación de pisos superiores, todo para mejorar las características de la estructura ante una sollicitación dinámica. A continuación se hace una breve semblanza de las técnicas de reparación más utilizadas.

Dentro de los métodos de reparación utilizados, tal vez el más sencillo consiste en la reparación o reemplazo de elementos estructurales dañados. Con este método, la estructura reparada resiste las cargas de la misma forma que la estructura original, puesto que solamente se coloca concreto, mampostería o acero nuevo en los elementos que así lo requieren. De esta manera, algunas columnas que se acortaron debido a fallas de cortante o compresión eran reparadas primeramente devolviéndoles su longitud original al nivelar la altura de entrepiso y posteriormente se colocaba concreto nuevo (Jirsa, 1994).

Otras técnicas de reparación están orientadas a incrementar la capacidad lateral de la estructura y modifican generalmente la forma en que se transmiten las fuerzas laterales a la cimentación. Dicho incremento en la capacidad lateral se puede lograr aumentando la resistencia y ductilidad de los elementos existentes, o bien, mediante la adición de nuevos elementos resistentes a fuerzas laterales.

Una de las técnicas más utilizadas para incrementar la resistencia y ductilidad de elementos existentes es el encamisado de traveses y columnas. Investigaciones recientes (Alcocer, 1993) han demostrado que la adición de concreto y acero de refuerzo a traveses y columnas mejoran las características de resistencia, rigidez y ductilidad de los elementos, con la ventaja de que la necesidad de reforzar la cimentación es baja, ya que la mayoría de los edificios en la zona del lago cuentan con cajón de cimentación que ayuda a distribuir la carga. Algunas recomendaciones que se deben seguir para el encamisado son : a) debe darse continuidad al refuerzo longitudinal, b) las superficies de los elementos deben prepararse para garantizar la adherencia y, c) la cimbra deberá cubrir la forma del elemento y el concreto deberá tener algún aditivo para mejorar su trabajabilidad. También se pueden emplear camisas metálicas logrando los mismos objetivos que en el encamisado de concreto reforzado. Sin embargo, como suele ser más difícil pasar el encamisado de piso a piso (habría que demoler gran parte de la losa alrededor de las columnas), los resultados que pueden obtenerse mediante esta técnica se limitan a un incremento en la capacidad axial y cortante de los elementos, y un incremento moderado en la ductilidad por confinamiento.

Otros intentos por mejorar la resistencia de elementos existentes han sido el incremento en la sección de muros y losas y el postensado de traveses y losas. En la primera técnica mencionada, la sección de los muros de mampostería se incrementa mediante concreto reforzado con una retícula de acero soldada. Este sistema puede usarse en edificios de baja a mediana altura, en donde no se busque un gran incremento de capacidad lateral. El sistema es muy económico y su construcción es simple, además de que el incremento de cargas a la cimentación es despreciable. La técnica de postensado de traveses y losas puede usarse para restaurar elementos con capacidad insuficientes o con agrietamiento excesivo. Las reacciones que se crean en los elementos de anclaje deben ser evaluadas cuidadosamente para evitar daños en los elementos existentes (Breña, 1991).

Las técnicas de reparación en las cuales se colocan nuevos elementos resistentes a las fuerzas laterales, requieren de un análisis más detallado de la estructura antes y después de la rigidización. El diseño de los elementos nuevos debe tomar en cuenta las características de deformación de la estructura existente (Breña, 1991). Los elementos existentes deben ser capaces de deformarse sin fallar bajo la aplicación de cargas laterales para que el esquema de rigidización sea efectivo. Las conexiones

entre la estructura existente y los nuevos sistemas deben diseñarse cuidadosamente para que pueda existir una transferencia de fuerzas adecuada. Las fuerzas que los nuevos elementos introducen a la cimentación deben tomarse en cuenta para determinar la necesidad de rigidizar la cimentación.

El empleo de muros de concreto es una técnica muy efectiva para incrementar la resistencia lateral de estructuras. Existen algunas recomendaciones (Díaz y Briseño, 1988) para garantizar el incremento de la resistencia. Los muros de concreto deberán contar con un refuerzo a flexión colocado en los extremos de los muros, el cual correrá a todo lo alto del muro y cruzará las losas rodeando las trabes para evitar interferencias y garantizar continuidad del refuerzo. Asimismo, es conveniente tener continuidad en el refuerzo a cortante y, de no poder lograrse, deberán realizarse conexiones adecuadas de los muros con las trabes, columnas y losas para garantizar una buena transferencia de cortante. Esta técnica es adecuada para obtener grandes incrementos de capacidad lateral y de rigidez. Se puede alcanzar una buena ductilidad si el muro se diseña y detalla adecuadamente. El aspecto negativo de esta técnica consiste en el incremento en el peso de la estructura, pudiendo provocar que la cimentación trabaje en condiciones críticas, además de que se presentan fuertes concentraciones de cortante en la cimentación. Por ello se debe realizar un análisis adecuado de la cimentación y, en caso necesario, modificar y reforzar dicha cimentación.

Otra alternativa para reforzar estructuras consiste en la colocación de marcos contraventeados de acero en la estructura original, ya sea interior o exteriormente. Estudios realizados a estructuras reparadas con esta técnica (Del Valle et al, 1988), han demostrado que se puede conseguir una gran capacidad lateral, alcanzando buena ductilidad e incrementando considerablemente la rigidez. La configuración geométrica de los marcos y la distribución de los contraventeos es de vital importancia para el comportamiento. Asimismo, la localización en planta de los marcos debe ser lo más simétrica posible para evitar efectos torsionantes. Se debe tener un cuidado importante en el diseño y construcción de las conexiones de los marcos contraventeados con la estructura original para garantizar la transferencia de cortante.

La técnica de refuerzo mediante contraventeos metálicos es similar a la anteriormente mencionada. También se han realizado estudios a estructuras ya reparadas (Del Valle et al, 1988) y se ha demostrado que los contraventeos metálicos mejoran las características de rigidez y resistencia de la estructura ante cargas dinámicas, con un bajo incremento del peso de la estructura y cumpliendo con algunos aspectos arquitectónicos de presentación y espacio.

Existe una técnica de reparación similar en algunos aspectos a la de los contraventeos metálicos, dicha técnica consiste en la adición de cables de presfuerzo para la rigidización y refuerzo de estructuras. Este sistema consiste en utilizar los cables para contraventear las estructuras, a fin de aumentar su rigidez y resistencia ante cargas laterales (Rioboo y Tapia, 1989). Las dimensiones de los cables se determinan de manera que la rigidez del sistema de refuerzo 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 fijados a la estructura mediante dispositivos especiales que pueden ser prefabricados o contruidos en el sitio. Este sistema se ha utilizado en México en estructuras de concreto reforzado de baja altura correspondientes a planteles escolares. Un buen número de planteles escolares sufrieron daños considerables en el sismo de Michoacán de 1985, presentando agrietamiento diagonal debido a cortante en columnas, particularmente en el primer piso. Algunas columnas presentaban grietas verticales debidas a la pérdida de anclaje ante grandes ciclos de deformación, así como daño extenso en muros de mampostería no estructurales. Mucho de los daños están asociados con el hecho de que las estructuras son muy flexibles debido a la altura de entrepiso y las secciones de columnas de los marcos longitudinales.

Se han realizado varios estudios a estructuras típicas de planteles escolares localizados en la zona del lago del Valle de México (Miranda, 1990; Miranda y Bertero 1990) que han demostrado que la técnica aumenta significativamente la resistencia y la rigidez de la estructura. El sistema mejora el comportamiento del edificio durante sismos, pero se debe tener especial atención en el cambio de las características dinámicas de la estructura y en el contenido de frecuencias del sismo. Asimismo, han demostrado que el presfuerzo inicial (30% a 35% de f_y) permite que la rigidez lateral no se pierda durante la excitación dinámica, además de que se inducen bajos incrementos de carga a las columnas y cimentación. Sin embargo, estos estudios no han tomado en consideración la participación de los muros de mampostería. Dichos muros, a pesar de ser no estructurales, sufrieron daños considerables como ya se mencionó. Esto se debe a que no existe un desligue efectivo entre los muros y las columnas de los marcos, por lo que al presentarse el sismo, existe una participación de los muros. Dicha participación puede generar efectos no considerados en el diseño de las columnas, tal es el caso del efecto de columna corta, que, como se observó en 1985, puede provocar daños considerables en las columnas e inclusive el colapso de la estructura. Se debe evaluar esta condición para entender su importancia en el comportamiento de la técnica de refuerzo de cables de presfuerzo (Tena y Alvarez, 1995).

En fechas recientes, los mecanismos disipadores de energía han ganado aceptación en el diseño de nuevas estructuras y dichos componentes han tenido un gran

potencial de refuerzo en estructuras existentes. En estudios recientes (Aiken et al, 1993) se han estudiado diferentes sistemas disipadores de energía para conocer sus características. El primero de ellos fue el dispositivo viscoelástico Fricción Sumimoto-3M, el cual consta de un dispositivo cilíndrico con placas friccionantes que se deslizan sobre una placa de acero. Dicho dispositivo se coloca en la estructura mediante un contraventeo y se ha demostrado que la respuesta estructural ante un evento dinámico mejora considerablemente. También se estudiaron dispositivos de fricción Pall, consistiendo éste en elementos diagonales con una interface friccionante en el punto de intersección, conectado por elementos verticales y horizontales. Este dispositivo se basa en un campo de deformación que se genera al aplicar carga al dispositivo, ya sea tensión o compresión, y se ha demostrado que tiene buenas propiedades de disipación y es mucho más efectivo si el movimiento es intenso.

Tal vez de los dispositivos estudiados, el más conocido sea el dispositivo ADAS (Added Damping and Stiffness) el cual disipa energía mediante las deformaciones a flexión de placas de acero. Los elementos ADAS constan de múltiples placas de acero en forma de X, acomodadas en paralelo con conexiones en sus extremos superior e inferior. La ventaja particular de la forma de X es que al deformarse en doble curvatura, la distribución de deformación es uniforme en toda la altura y permita distribuir la fluencia del elemento. Estudios realizados en México a estructuras que cuentan con este dispositivo (Vargas et al, 1992) han demostrado que el elemento cuenta con características de disipación de energía que lo hace muy atractivo para estructuras existentes, pues al colocarlo mediante un contraventeo en la estructura disminuyen las demandas de ductilidad con lo que se puede esperar daños menores ante un evento sísmico. Tena (1995) ha propuesto un procedimiento analítico para la determinación de las propiedades de rigidez y resistencia de este tipo de elementos.

Otro dispositivo disipador de energía que se ha estudiado en México es el denominado como "Dispositivo Solera", desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Este dispositivo, al ser colocado mediante contraventeos en la estructura, disipa energía mediante el rolado por flexión de las placas de acero con forma de U. Se han realizado estudios de estructuras existentes a las cuales se pueden colocar dichos dispositivos (Tena y Perez-Moreno, 1994) y se ha demostrado que dicho dispositivo mejora el comportamiento dinámico de la estructura, pues se logran disminuir las distorsiones y se disipa energía de manera estable. Se ha concluido que el dispositivo solera es un elemento muy prometedor para la disipación de energía en estructuras existentes o en el diseño de nuevas, permitiendo incrementar la rigidez lateral y la disipación de energía.

CAPITULO 2

DESCRIPCION DE LOS PLANTELES EN SUS CONDICIONES ORIGINALES

2.1 Escuela EP1

Corresponde a la Secundaria Pública No. 2, formada por dos cuerpos principales con tres niveles de 3.0 m. de altura cada uno (altura total de 9.0 m.). El inmueble se encuentra localizado en la colonia Santa María la Ribera, dentro de la zona denominada "del lago" de la Ciudad de México. En la fig 2.1 se presenta la planta del inmueble, las elevaciones correspondientes al eje B y A. La dimensión larga en planta de ambos cuerpos se encuentra orientada en la dirección E-W, quedando la dimensión corta en la dirección N-S. El cuerpo A está formado por 18 marcos de concreto reforzado, orientados en la dirección N-S y por dos marcos orientados en dirección E-W. El cuerpo A ocupa una superficie de 53.0 x 9.0 m., cuya área es 477 m². Asimismo, el cuerpo B consta de siete marcos en dirección N-S y ocupa una superficie de 18.0 x 9.0 m., su área es igual a 162 m².

La escuela EPI fue construida en 1960 a base de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería de tabique rojo recocido en la dirección larga, los cuales alojan ventanas y puertas de acceso a las aulas. Estos muros aparentan estar desligados de los marcos estructurales. Por otro lado, el plantel cuenta con muros estructurales de block de concreto no reforzados cada tres crujías en la dirección corta. El edificio también está formado por muros de ladrillo en los ejes 1, 18, 18' y 24 que son ejes exteriores y están ligados a los marcos por lo que son estructurales. Las columnas y las vigas son de sección rectangular; las columnas miden 30 x 50 cm., y están orientadas en la dirección corta, mientras que las vigas son de 25 x 65 cm. en el eje A, de 30 x 65 cm. en los ejes 1 a 24 y de 15 x 65 cm. en el eje B. El peralte de las losas del plantel es de 10 cm.

Como se mencionó, no se consiguieron los planos estructurales originales del plantel, sin embargo, para fines del presente estudio, se tomaron las propiedades de materiales y porcentajes de acero de refuerzo especificados para diseño de planteles similares al EP1 por el CAPFCE. Se tomó en cuenta la fecha del diseño de la estructura, así como las características de la cimentación de los planteles tipo CAPFCE (Muñoz, 1993). Las propiedades consideradas para los materiales son $f_c=200 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y el porcentaje de acero de refuerzo en columnas es de $\rho=0.034$, mientras que en vigas el porcentaje ρ varía de 0.0088 a 0.0175 en ambos lechos, esto debido a que el refuerzo es simétrico. La cimentación de la

estructura es a base de zapatas corridas con profundidad de desplante de 1.50 m. y el ancho de la zapata en su base es de 2 m., con un peralte que varía de 15 cm. en los extremos a 20 cm. en el centro de la zapata. El ancho de la zapata en su base es de 40 cm. Las propiedades de los muros de mampostería se tomaron de acuerdo con los valores recomendados por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM-87, 1987). Se consideró que el esfuerzo nominal a compresión de los muros de ladrillo era $f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$ y de los muros de block hueco era $f_m^* = 20 \text{ kg/cm}^2$.

2.2 Escuela EP2

La Secundaria Pública No. 4 consta de un cuerpo principal de cuatro niveles con alturas de 3.10 m cada uno (altura total de 12.40 m.), localizada en la colonia Santa María la Ribera, en la zona del lago de la Ciudad de México. La planta de la estructura se puede observar en la fig 2.2, así como las elevaciones correspondientes en los ejes B y A. La dirección corta de la estructura está orientada en dirección N-S. El plantel consta de doce marcos en dirección N-S y dos marcos en la dirección E-W. Las dimensiones en planta son 42.0 x 8.7 m., cuya área es de 365.4 m². La construcción de la escuela data de 1976, los marcos fueron construidos con concreto reforzado que en la dirección larga alojan muros de mampostería de ladrillo hueco, con aberturas para ventanas y puertas. Los muros se encuentran desligados de los marcos mediante placas metálicas. En la dirección corta cuenta con muros estructurales de block de concreto no reforzados cada dos crujías. Existen dos muros de concreto reforzado, localizados en los ejes 2 y 14, que corresponden a los muros exteriores de la estructura. Las columnas y vigas son de sección rectangular; las columnas miden 25 x 50 cm., orientadas en la dirección corta, mientras que las vigas son de 25 x 50 cm. El peralte de las losas es de 10 cm.

No se contó con los planos estructurales originales, por lo que se tomaron las propiedades de los materiales y porcentajes de acero de refuerzo especificados por el CAPFCE. Las características de la cimentación de los planteles tipo CAPFCE (Muñoz, 1993) fueron consideradas para este plantel. Las propiedades de los materiales son $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y el porcentaje de acero de refuerzo en columnas $\rho = 0.046$ mientras que en vigas el porcentaje ρ varía de 0.0114 a 0.0190 en ambos lechos, ya que el refuerzo es simétrico. La cimentación es a base de zapatas corridas con profundidad de desplante de 1.50 m. y el ancho de la zapata en su base es de 2 m. con un peralte que varía de 15 cm. en los extremos a 20 cm. en el centro de la zapata. El ancho de la zapata en su base es de 40 cm. Las propiedades de los muros de mampostería se tomaron de acuerdo con valores recomendados para diseño por las NTCM-87. Se consideró que el esfuerzo nominal a compresión de los muros de ladrillo es $f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$ y de los muros de block hueco $f_m^* = 20 \text{ kg/cm}^2$.

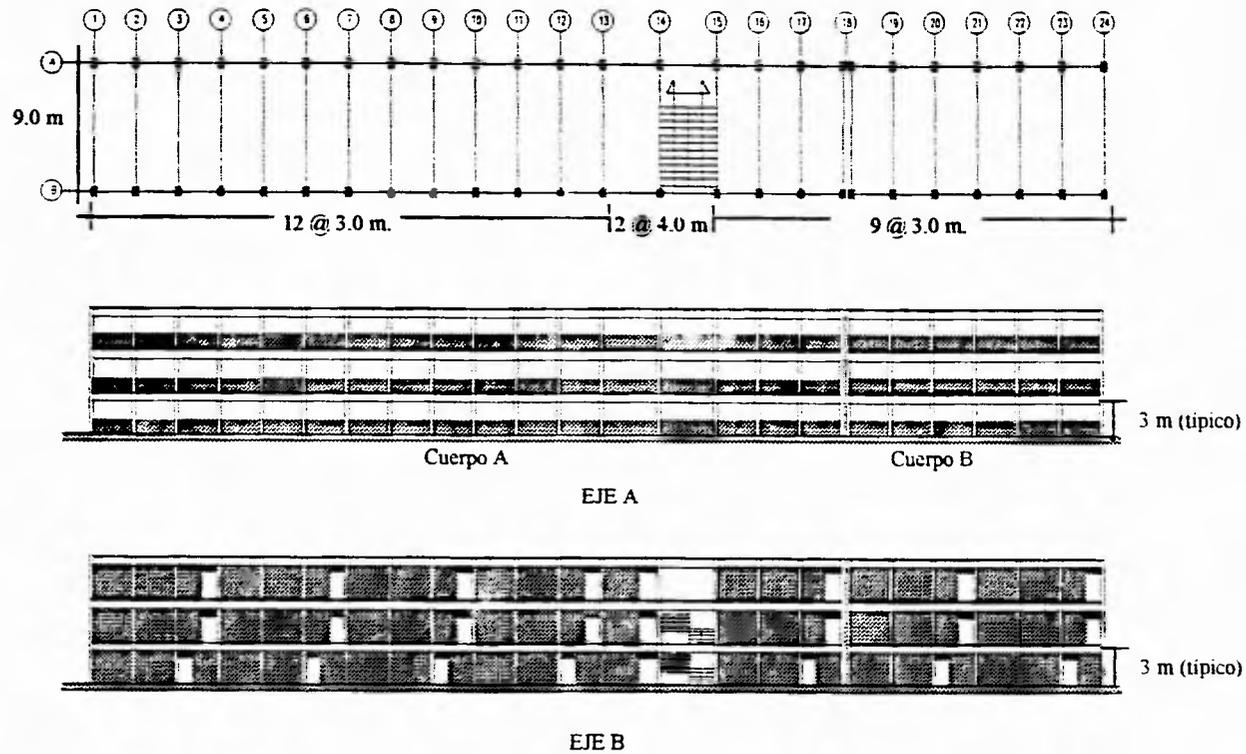


Figura 2.1 Planta y elevaciones del plantel EP1 original

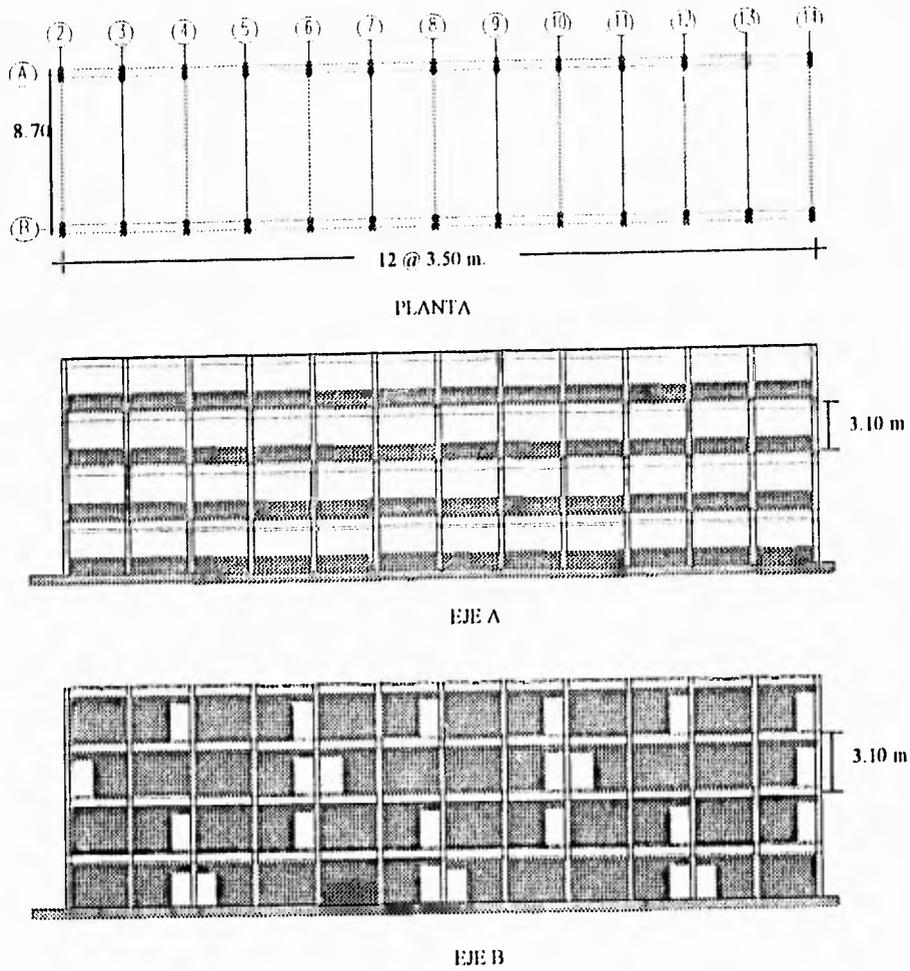


Figura 2.2 Planta y elevaciones del plantel EP2 original

CAPITULO 3

DESCRIPCION DEL REFUERZO DE LOS PLANTELES CON CABLES DE ACERO DE PRESFUERZO

3.1 Escuela EP1

Después del sismo de Michoacán de 1985, los dos cuerpos de este plantel fueron reforzados mediante cables de acero de presfuerzo. Como se puede observar en la fig 3.1, dichos cables fueron colocados en diagonales cruzadas que abarcan tres crujías y tres niveles. Los planos estructurales del refuerzo muestran a los cables formados por seis torones de $1/2'' \phi$, cuatro de los cuales fueron pretensados a $3,500 \text{ kg/cm}^2$ y los dos restantes a $1,000 \text{ kg/cm}^2$, por tanto, el presfuerzo inicial en los cables es de 21.8% la fuerza de fluencia a tensión del cable. El esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo es de $13,200 \text{ kg/cm}^2$. Los cables se encuentran encamisados por un tubo de acero relleno con mortero de $f_c=150 \text{ kg/cm}^2$, tal como lo muestra la fotografía 1. Con esto los cables están protegidos del intemperismo y del posible maltrato atribuible a los alumnos del plantel. Para conectar los cables a la estructura, se construyeron muertos en los extremos de los cables, conectándolos con la azotea y la cimentación. Dichos muertos se construyeron con concreto de $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo con $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$. En la fotografía 2 se muestra el detalle de la junta muro-columna.

El refuerzo con los cables de presfuerzo obedeció a que el plantel experimentó daño durante el sismo de Michoacán de 1985 debido a su flexibilidad en la dirección larga. Para evitar daños en los muros no estructurales, y en las columnas originales, se colocaron los cables, aumentando la rigidez lateral de la estructura, por lo que disminuyen el periodo natural de la estructura, alejándola del periodo dominante del suelo. El refuerzo fue diseñado para sobrevivir a sismos futuros de magnitudes similares al de Michoacán de 1985.

Los cuerpos de este plantel no han sido sujetos a estudios previos que permitan definir su comportamiento ni condiciones originales y posteriores al sismo de Michoacán de 1985. Asimismo, no existe información precisa sobre las condiciones del subsuelo sobre el cual se desplanta el plantel. Para definir el periodo dominante del suelo, se recurrió al mapa de isoperiodos del terreno presentado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal de 1987 (NTCS-87, 1987). El periodo del suelo correspondiente a la localización del plantel en el mapa de isoperiodos es aproximadamente de 1.3 segundos.

3.2 Escuela EP2

El plantel fue reforzado después del sismo de Michoacán de 1985 con cables de acero de presfuerzo, así como muros de concreto reforzado alojados en los ejes 6 y 10, que sustituyeron a los muros existentes de block de concreto ligero. En la figura 3.2, así como en la fotografía 3, se puede observar que los cables se dispusieron en diagonales abarcando cuatro crujías y cuatro niveles. Los cables están formados por ocho torones de $1/2''\phi$, de los cuales seis están tensados a $3,500 \text{ kg/cm}^2$ y dos a $1,000 \text{ kg/cm}^2$. El esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo es $13,200 \text{ kg/cm}^2$ (presfuerzo del 21.8%). Los cables fueron protegidos de la corrosión de los alumnos del plantel y del intemperismo mediante tubos de pvc, pero en la inspección visual realizada al plantel se comprobó que dicho recubrimiento no fue eficaz, inclusive, se observó que estaban deteriorados (fotografía 4) pues los alumnos se cuelgan de ellos. Para conectar los cables a la estructura, se construyeron muertos en los extremos de los cables, conectándolos con la azotea y la cimentación. En la fotografía 5 y 6 se muestra el detalle de esta conexión. Dichos muertos se construyeron con concreto de $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo con $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$. Los muros de concreto adicionales se construyeron con concreto de $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$.

Este plantel no ha sido sujeto a estudios previos que permitan definir su comportamiento ni condiciones originales y posteriores al sismo de Michoacán de 1985. Asimismo, no existe información sobre las condiciones del subsuelo sobre el cual se desplanta el plantel. Para definir el periodo dominante del suelo, se recurrió a el mapa de isoperiodos del terreno del D.F. presentado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcción del Distrito Federal de 1987 (NTCS-87, 1987). Se consideró que el periodo del sitio es también de 1.3 segundos, ya que el plantel EP2 está ubicado a cinco cuadras en dirección este del plantel EP1.

De acuerdo con información proporcionada por la directora y maestros del plantel, el refuerzo con los cables y muros obedeció a que el plantel sufrió un cierto daño durante el sismo de Michoacán de 1985. Es por ello que, basados en una revisión del plantel de acuerdo con el Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal de 1987, se decidió reforzarlo en prevención de futuros eventos con magnitudes similares al sismo antes mencionado. Cabe mencionar que la estructura es muy flexible en la dirección larga debido a la forma en que están orientadas las columnas, lo cual hace que el periodo de la estructura se aproxime al periodo dominante del suelo si los muros no estructurales se consideran desligados. Los cables, al aumentar la rigidez lateral de la estructura, disminuyen el periodo de vibración y alejan dicho periodo del periodo dominante del suelo.

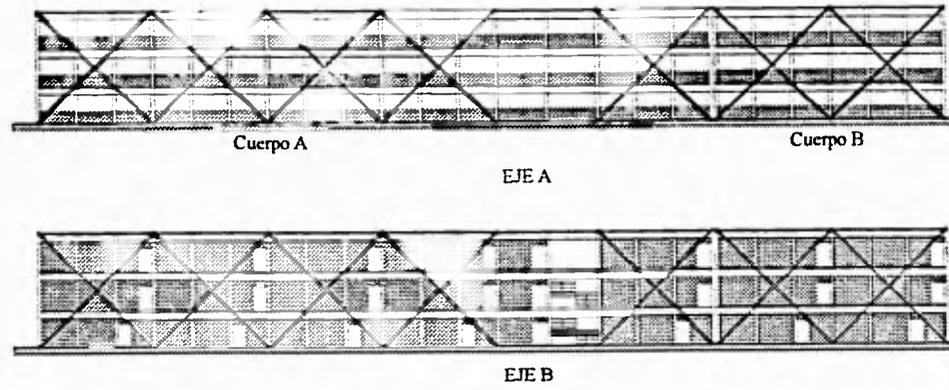
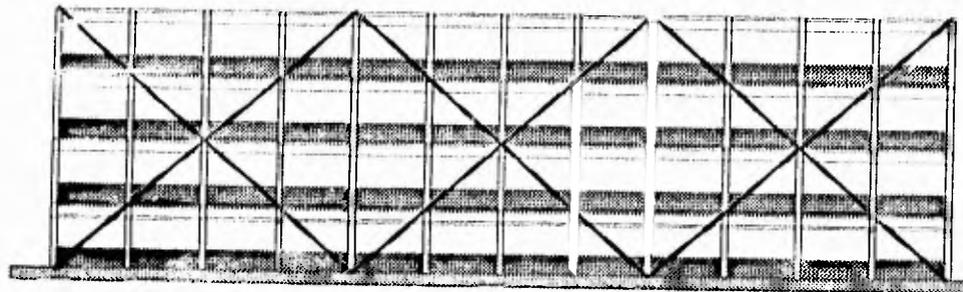
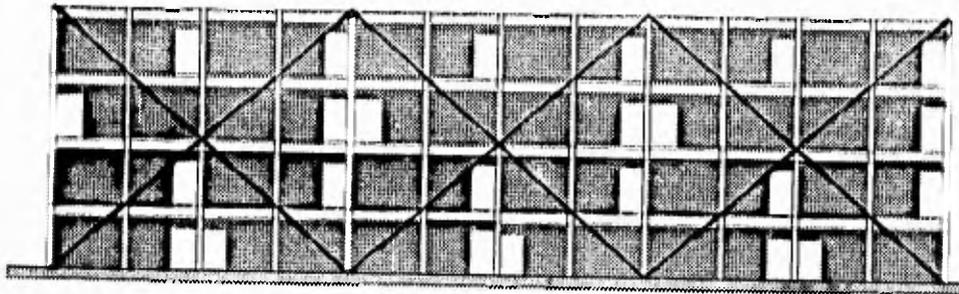


Figura 3.1 Elevaciones del plantel EP1 reforzado con los cables de presfuerzo

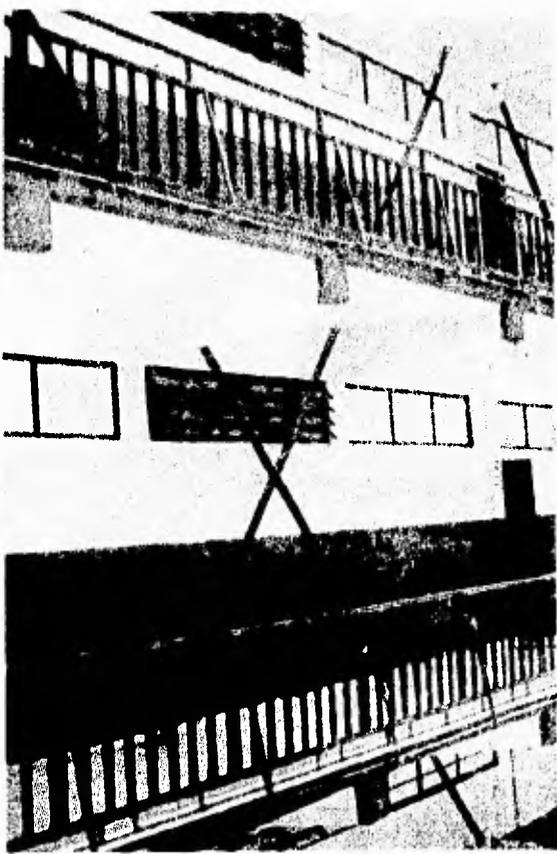
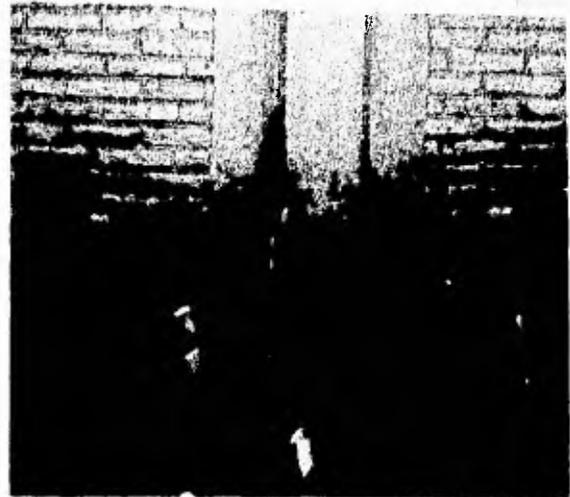


EJE A

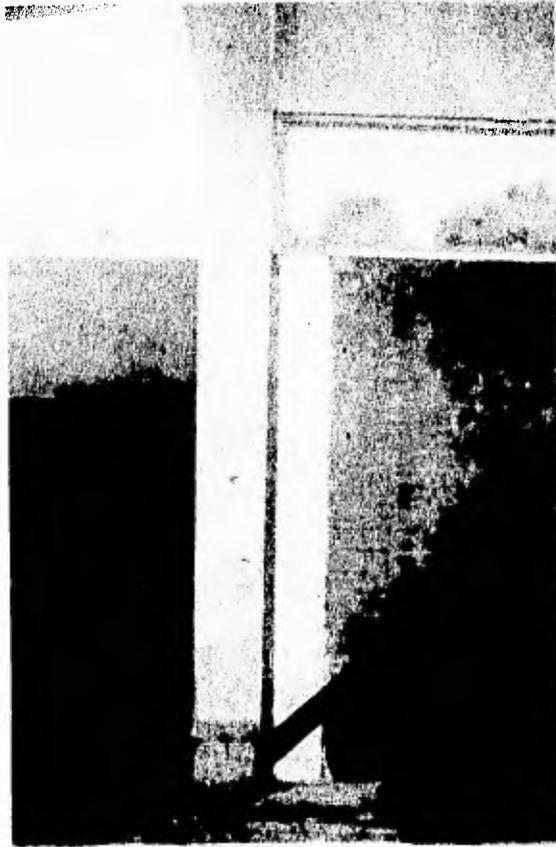


EJE B

Figura 3.2 Elevaciones del plantel EP2 reforzado con los cables de presfuerzo







CAPITULO 4

ANALISIS ELASTICO COMPARATIVO

4.1 Análisis elásticos de los planteles original y reforzado con cables de presfuerzo, correspondiente a la estructura EPI.

Se construyeron modelos elásticos tridimensionales de las estructuras originales y reforzadas utilizando el programa de análisis estructural ETABS (Habibullah, 1991). Los modelos estructurales se formularon basados en las siguientes hipótesis. El módulo de elasticidad del concreto se tomó como $E = 8,500 \sqrt{f'_c}$ tomando en cuenta el año de construcción del plantel. Las vigas interiores se idealizaron como vigas T y las exteriores como vigas L, donde las dimensiones de los patines equivalentes fueron definidas a partir de las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal (NTCC-87, 1987). El módulo de elasticidad para el acero de presfuerzo se tomó igual a $2.0139 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$. Las propiedades de los bloques huecos de concreto y del tabique rojo recocido de los muros de mampostería fueron obtenidas de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 (NTCM-87, 1987).

Se estudiaron modelos en base rígida e incluyendo los efectos de la interacción suelo-estructura. Para modelar la interacción suelo-estructura se utilizaron resortes elásticos horizontales y verticales cuyas rigideces fueron obtenidas de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTCS-87, 1987). Los resortes se modelaron en el ETABS por medio de columnas equivalentes cuyas áreas y momentos de inercia fueron obtenidos a partir de las rigideces correspondientes de los resortes. Este modelado de la interacción suelo-estructura constituye una cruda aproximación ya que no toma en cuenta la masa del suelo y los efectos de la interacción cinemática.

4.1.1 Análisis elásticos del cuerpo B del plantel EPI

Las masas y pesos de las estructuras original y reforzada utilizados en los análisis elásticos del cuerpo B del plantel EPI se resumen en la tabla 4.1. Se aprecia de ésta que el refuerzo con cables de presfuerzo incrementa en un 10% el peso de la estructura.

En la figura 4.1 se presenta la modelación del cuerpo B con el programa ETABS. Para este cuerpo del plantel EPI se elaboraron varios modelos tomando en cuenta diferentes

hipótesis en el modelado y así poder definir de que manera afectaban las características dinámicas de las estructuras original y reforzada. Dos de los modelos que se analizaron, con y sin interacción suelo-estructura, consideraron a los muros de la dirección E-W (muros donde se ubican las puertas y ventanas de las aulas) completamente desligados de las columnas y vigas adyacentes, y que, por lo tanto, no contribuían a la rigidez de la estructura. Los muros divisorios en la dirección N-S se consideraron como muros de cortante que sí contribuían en la rigidez de la estructura.

Nivel	Original		Reforzado con cables	
	Peso (ton)	Masa (ton-s ² /cm)	Peso (ton)	Masa (ton-s ² /cm)
3	207.7	0.2117	221.4	0.2257
2	239.0	0.2437	266.5	0.2717
1	239.0	0.2437	266.5	0.2717
Σ	685.7	0.6990	754.4	0.7690

Los modelos restantes corresponden al caso en que tanto los muros de la dirección E-W como los de la dirección N-S no están desligados de la estructura y, por lo tanto, sí contribuyen en la rigidez del sistema. Para este caso se realizaron modelos con y sin interacción suelo-estructura. Los resultados se resumen en la tabla 4.2 y los modos típicos de vibrar se presentan en las figs. 4.2 a 4.4.

De la tabla anterior se puede concluir que si se consideran los muretes de la dirección E-W desligados, el periodo fundamental de vibración en esa dirección es muy largo tomando en cuenta que se trata de una estructura de tres niveles, aún para el caso de base rígida. Esto se debe a la gran flexibilidad de las columnas no restringidas por muros, ya que el momento de inercia menor de las columnas, con un peralte de sólo 30 cm, está orientado en esa dirección. También se observa que bajo esta hipótesis de muros desligados, los periodos son prácticamente puros pues la estructura es simétrica en masas y rigideces.

Al analizar la estructura en la dirección N-S se observa que es bastante rígida debido a la presencia de los muros de bloques de concreto hueco, si se desprecian los efectos de la interacción suelo-estructura. Si se consideran estos efectos, el periodo se alarga notablemente en la dirección N-S ya que esta dirección es vulnerable a los posibles efectos del cabeceo, esto es debido a las dimensiones del cuerpo. El periodo en la dirección N-S considerando la interacción es 2.67 veces mayor que la base rígida, lo anterior representa una pérdida de rigidez efectiva de casi el 86%. En cambio, el periodo en la dirección E-W considerando interacción suelo-estructura es únicamente 1.13 veces

mayor que su periodo en base rígida, lo que representa una pérdida de rigidez efectiva de 22%. Por otra parte, el modo de torsión se hace más presente cuando se considera la interacción suelo-estructura. Por lo tanto, se puede concluir que bajo esta modelación los efectos de la interacción son importantes y deben incluirse en los análisis de este tipo de estructuras.

Tabla 4.2 Características dinámicas de la estructura original del cuerpo B del plantel EPI, con y sin interacción suelo-estructura.

Caso	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)		
			N-S	E-W	Rot
a) Muretes desligados en la dirección E-W, sin interacción suelo-estructura.	N-S	0.169	87.64	0.00	0.00
	E-W	0.677	0.00	90.60	0.00
	Torsión	-----	-----	-----	-----
b) Muretes desligados en la dirección E-W, con interacción suelo-estructura	N-S	0.451	92.49	0.00	0.00
	E-W	0.767	0.00	68.96	0.10
	Torsión	0.317	0.00	0.00	89.05
c) Muretes ligados en la dirección E-W, sin interacción suelo-estructura.	N-S	0.167	87.50	0.11	0.10
	E-W	0.377	0.03	90.14	0.17
	Torsión	0.136	0.03	5.80	89.46
d) Muretes ligados en la dirección E-W, con interacción suelo-estructura.	N-S	0.445	90.78	1.89	0.09
	E-W	0.508	2.14	73.73	0.17
	Torsión	0.300	0.08	1.01	91.10

La modelación de los muretes en el ETABS para los casos en que se consideró que estos participaban en la rigidez del sistema se hizo de tres maneras diferentes, las cuales arrojaron resultados congruentes entre sí. La primera de ellas consistió en definir pisos intermedios para modelar las alturas de los muretes. Esta idealización se descartó para los modelos subsecuentes debido a que se presentaron problemas de estabilidad numérica por geometrías complicadas en el ETABS. La segunda modelación correspondió a definir muros llenos equivalentes, de losa a techo, que representara a los muretes. Para ello se definió un muro equivalente que tuviera la misma rigidez lateral que el murete, lo cual se lograba variando el espesor o el módulo de elasticidad del muro equivalente. Esta técnica permite obtener un modelo sencillo en el ETABS que no introduce problemas de convergencia numérica, sin embargo, tiene el inconveniente de modelar incorrectamente la deformación de las columnas. Una tercera técnica era modificar la rigidez lateral de las columnas en la dirección E-W considerando que los muretes les estarían acortando su longitud efectiva de deformación lateral. Por lo tanto, se modificaba el momento de

inercia de la columna en la dirección E-W de manera que la rigidez lateral proporcionada a la columna en esta dirección correspondiera a aquella de la columna corta. Esta técnica tiene la gran ventaja de utilizar un menor número de elementos en el ETABS, además de no introducir problemas de convergencia numérica, aunque tampoco resulta adecuada para reproducir la elástica de las columnas. Sin embargo, estos modelos se utilizaron exclusivamente para modelar la rigidez lateral y así definir periodos fundamentales de vibración. por tanto, para estos propósitos, tales idealizaciones resultan razonablemente válidas.

Si se considera que los muretes de la dirección E-W están ligados a la estructura, o que participan en su respuesta, lo que se considera como una hipótesis más realista, se observa, en la tabla 4.2, que el periodo fundamental de vibración del cuerpo B del plantel en dirección E-W se encuentra en rangos más razonables, lo que resulta más claro en el modelo de base rígida. El modelar a los muretes incrementa la rigidez lateral de la estructura en dirección E-W en un 222% (modelos en base rígida), es decir, la rigidez lateral del cuerpo B en dirección E-W considerando a los muretes ligados es 3.22 veces su rigidez si se considera que los muretes están desligados. Se observa también, de la tabla 4.2, que los modos de vibración considerando a los muretes ligados dejan de ser totalmente puros, a consecuencia de que el centro de rigidez ya no coincide con el centro de masas ya que los muretes exteriores, que contienen únicamente a las ventanas, tienen una menor profundidad que los muretes donde se encuentran pequeños ventanales y puertas (fig 2.1).

Si se toman en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura en el modelado con los muretes ligados, se llegan a las mismas conclusiones que para el caso anterior, es decir, los efectos de interacción afectan más severamente a la estructura en dirección N-S (reducción de la rigidez lateral en un 86%) que en la dirección E-W (reducción del 45% en la rigidez lateral), aunque para este caso, los efectos de interacción suelo-estructura son más acentuados en la dirección E-W que cuando se consideran a los muretes desligados de la estructura.

Los mismos cuatro casos estudiados para el cuerpo B original se estudiaron para el cuerpo B reforzado con cables de presfuerzo, cuyos resultados se resumen en la tabla 4.3. El modelo tipo ETABS utilizado en estos estudios se presenta en la fig. 4.5 y sus tres primeros modos de vibrar bajo estas modelaciones se presentan en las figs. 4.6 a 4.8. Como es de esperarse, el efecto de incorporar a los cables de presfuerzo incrementa sensiblemente la rigidez lateral de la estructura en dirección E-W y, en menor grado, la

rigidez a la torsión con respecto a la estructura original, para todos los casos. La rigidez lateral de la estructura en dirección N-S prácticamente no se ve afectada por la incorporación de los cables, lo que resulta lógico. Los modos de vibración cuando se consideran a los muretes ligados a la estructura resultan más puros con los cables de presfuerzo que los obtenidos para la estructura original (tabla 4.2).

Tabla 4.3 Características dinámicas de la estructura reforzada con cables de presfuerzo del cuerpo B del plantel EPI, con y sin interacción suelo-estructura					
Caso	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)		
			N-S	E-W	Rot
a) Muretes desligados en la dirección E-W, sin interacción suelo-estructura.	N-S	0.166	87.92	0.00	0.00
	E-W	0.260	0.00	90.86	0.00
	Torsión	0.126	0.00	0.26	88.92
b) Muretes desligados en la dirección E-W, con interacción suelo-estructura.	N-S	0.452	93.78	0.00	0.00
	E-W	0.401	0.00	84.03	2.10
	Torsión	0.279	0.00	1.46	94.46
c) Muretes ligados en la dirección E-W, sin interacción suelo-estructura.	N-S	0.165	87.93	0.16	0.04
	E-W	0.217	0.13	90.27	0.01
	Torsión	0.122	0.05	0.02	89.32
d) Muretes ligados en la dirección E-W, con interacción suelo-estructura.	N-S	0.445	93.82	0.11	0.11
	E-W	0.508	0.15	87.10	0.15
	Torsión	0.275	0.01	0.77	95.78

El incremento en la rigidez lateral en la dirección E-W con la adición de los cables de presfuerzo es, con respecto a las modelaciones de la estructura original, de 6.78 veces para el caso a (muretes E-W desligados, sin interacción), 3.67 veces para el caso b (muretes E-W ligados, sin interacción) y de 1.85 veces para el caso d (muretes E-W ligados, con interacción). Por tanto, la adición de los cables rigidiza más a estructura cuyos muretes estén propiamente desligados de aquellas en que no lo estén. En el caso en estudio, se considera más realista la modelación del caso d, es decir, considerar que los muros y los muretes se encuentran ligados a la estructura y que se debe considerar la interacción suelo-estructura. Se aprecia que la adición de los cables de presfuerzo proporcionan un incremento importante en cuanto a la rigidez lateral de la estructura en la dirección en que se disponen los cables (85%) y de la rigidez a la torsión (19%). Por tanto, en cuanto a rigidización, el procedimiento de refuerzo resulta bastante atractivo.

Por otra parte, se puede observar en la tabla 4.3 que con la adición de los cables de presfuerzo y considerando los efectos de interacción, la dirección más flexible resulta ser la dirección corta (N-S), lo que es una consecuencia directa del incremento de rigidez lateral casi exclusivo de la dirección larga (E-W).

4.1.2 Análisis elásticos del cuerpo A del plantel EP1

Las masas y pesos de las estructuras original y reforzada utilizados en los análisis elásticos del cuerpo A del plantel EP1 se resumen en la tabla 4.4. El refuerzo con cables de presfuerzo incrementa en un 8.6% el peso de la estructura.

Tabla 4.4 Masas y pesos del cuerpo A del plantel EP1 original y reforzado				
Nivel	Original		Reforzado con cables	
	Peso (ton)	Masa (ton-s ² /cm)	Peso (ton)	Masa (ton-s ² /cm)
3	580.7	0.5980	615.0	0.6269
2	665.7	0.6786	734.3	0.7485
1	665.7	0.6786	734.3	0.7485
Σ	1918.2	1.9554	2083.6	2.1239

La modelación típica del cuerpo A original con el programa ETABS se presenta en la fig. 4.9. Al igual que para el cuerpo B, se elaboraron varios modelos en el ETABS del cuerpo A del plantel EP1, con la finalidad de definir en que medida afectan a las características dinámicas de la estructura ciertas hipótesis en el modelado, tanto de la estructura original como de la reforzada. Para la estructura original se estudiaron cuatro modelos. En dos de ellos se modeló a la estructura (con y sin interacción suelo-estructura) considerando que los muretes en la dirección E-W estaban completamente desligados de la estructura y los dos modelos restantes (con y sin interacción suelo-estructura) corresponden al caso en que se consideró que los muretes en dirección E-W no estaban desligados y, por tanto, si contribuían en la rigidez del sistema. Los resultados de estos análisis se resumen en la tabla 4.5. Los modos típicos de vibrar se presentan en las figs. 4.10 a 4.12.

Tabla 4.5 Características dinámicas de la estructura original cuerpo A del plantel EPI, con y sin interacción suelo-estructura

Caso	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)		
			N-S	E-W	Rot
a) Muretes desligados en la dirección E-W, sin interacción suelo-estructura.	N-S	0.175	74.83	0.00	12.40
	E-W	0.699	0.00	90.76	0.00
	Torsión	-----	-----	-----	-----
b) Muretes desligados en la dirección E-W, con interacción suelo-estructura	N-S	0.482	91.06	0.00	0.28
	E-W	0.785	0.00	72.19	0.07
	Torsión	0.434	0.28	0.02	90.68
c) Muretes ligados en la dirección E-W, sin interacción suelo-estructura.	N-S	0.174	76.06	0.01	11.20
	E-W	0.320	0.00	83.76	0.08
	Torsión	0.153	11.14	0.03	75.87
d) Muretes ligados en la dirección E-W, con interacción suelo-estructura.	N-S	0.480	91.25	0.00	0.30
	E-W	0.508	0.00	84.79	0.00
	Torsión	0.427	0.30	0.02	91.58

Se pueden hacer las mismas observaciones de los datos presentados en la tabla 4.5 con respecto a los presentados en la tabla 4.2 para el cuerpo B, es decir:

1. Si se consideran desligados a los muretes de la dirección E-W, el periodo fundamental de vibración en esa dirección es muy largo tomando en cuenta que se trata de una estructura de tres pisos, aún para el caso de base rígida.
2. La estructura es bastante rígida en dirección N-S gracias a los muros de bloques de concreto hueco, si se desprecian los efectos de la interacción suelo-estructura.
3. Si se consideran los efectos de interacción, el periodo se alarga notablemente en la dirección N-S debido a que la dirección corta es más vulnerable ante posibles efectos de cabeceo.
4. El periodo en la dirección N-S considerando interacción es 2.75 veces mayor que el de base rígida, lo que representa una pérdida de rigidez efectiva de casi el 87%. En cambio, el periodo en la dirección E-W considerando interacción suelo-estructura es únicamente 1.12 veces mayor que su periodo en base rígida, lo que representa una pérdida de rigidez del 21%.

5. El modo de torsión se hace más presente cuando se considera la interacción suelo-estructura.

6. Por lo tanto, se puede concluir que, bajo esta modelación, los efectos de interacción suelo-estructura y la adición de los muretes son importantes y deben incluirse en los análisis de este tipo de estructuras.

La modelación de los muretes en el ETABS para los casos en que se consideró que éstos participaban en la respuesta estructural se hizo de las tres maneras diferentes explicadas anteriormente para el cuerpo B, y las cuales dieron resultados congruentes entre sí. Si se consideran que los muretes en la dirección E-W están ligados a la estructura, o que participan en su respuesta, lo que se considera como una hipótesis más realista, se observa de la tabla 4.5 que el periodo fundamental de vibración del cuerpo A del plantel en dirección E-W se encuentra en rangos más razonables, lo que resulta más claro en el modelo de base rígida. El modelar a los muretes incrementa la rigidez lateral de la estructura en dirección E-W en un 118% (modelos en base rígida), es decir, la rigidez lateral del cuerpo A en dirección E-W considerando a los muretes ligados es 2.18 veces su rigidez si se considera que los muretes están desligados.

Si se toman en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura en el modelo con los muretes ligados, se llegan a las mismas conclusiones que para los casos anteriormente presentados, es decir, los efectos de interacción afectan más severamente a la estructura en dirección N-S (reducción de la rigidez lateral en un 87%) que en la dirección E-W (reducción del 60% en la rigidez lateral), aunque para este caso, los efectos de la interacción suelo-estructura son más acentuados en la dirección E-W que cuando se consideran los muretes desligados de la estructura, y más acentuados que para el caso del cuerpo B. Por otra parte, se aprecia que los modos de vibración para el cuerpo A son menos puros que para el cuerpo B, como consecuencia de la excentricidad provocada por la ubicación del cubo de escaleras.

Se estudiaron cinco casos para el cuerpo A reforzado con cables de presfuerzo, cuyos resultados se resumen en la tabla 4.6. El caso adicional lo constituye la modelación en cuanto rigidez de las escaleras (caso a) sin considerar los efectos de interacción suelo-estructura. El modelo tipo del ETABS utilizado en estos estudios se presenta en la fig. 4.13 y los tres modos de vibrar típicos bajo estas modelaciones se presentan en las figs. 4.14 a 4.16.

Se aprecia de la tabla 4.6 que la modelación de las escaleras tiene un efecto despreciable en cuanto a las características dinámicas de la estructura, por lo que resulta válido despreciar su contribución en los modelos analíticos de este tipo de edificaciones.

Caso	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)		
			N-S	E-W	Rot
a) Muretes desligados es la dirección E-W, con escaleras sin interacción suelo-estruc.	N-S	0.172	76.02	0.03	11.64
	E-W	0.272	0.00	91.09	0.08
	Torsión	0.149	11.45	0.07	75.98
b) Muretes desligados en la dirección E-W, sin interacción suelo-estructura.	N-S	0.172	78.16	0.02	9.52
	E-W	0.273	0.00	91.10	0.07
	Torsión	0.150	9.38	0.07	78.17
c) Muretes desligados en la dirección E-W, con interacción suelo-estructura.	N-S	0.507	93.11	0.85	0.19
	E-W	0.503	0.97	89.27	4.85
	Torsión	0.445	0.04	4.95	90.71
d) Muretes ligados en la dirección E-W, sin interacción suelo-estructura.	N-S	0.172	78.06	0.12	9.67
	E-W	0.228	0.10	90.47	0.00
	Torsión	0.149	9.55	0.01	78.32
e) Muretes ligados en la dirección E-W, con interacción suelo-estructura.	N-S	0.505	93.40	0.84	0.01
	E-W	0.480	0.87	90.87	5.14
	Torsión	0.441	0.01	5.02	91.06

Como se observó anteriormente en el estudio del cuerpo B, el efecto de incorporar a los cables de presfuerzo incrementa sensiblemente la rigidez lateral de la estructura en dirección E-W, y en menor grado, la rigidez a torsión con respecto a la estructura original, para todos los casos. La rigidez lateral de la estructura en dirección N-S prácticamente no se ve afectada por la incorporación de los cables, lo que resulta lógico. Los modos de vibración cuando se consideran a los muretes ligados a la estructura resultan más acoplados con los cables de presfuerzo que los obtenidos para la estructura original (tabla 4.5), a consecuencia de la excentricidad que provocan los muros del cubo de escaleras.

El incremento de la rigidez lateral en dirección E-W con la adición de los cables de presfuerzo es, con respecto a las modelaciones de la estructura original, de 6.56 veces para el caso b (muretes E-W desligados, sin interacción), 2.44 veces para el caso c

(muretes E-W desligados, con interacción), 1.97 veces para el caso d (muretes E-W ligados, sin interacción) y de 1.12 veces para el caso c (muretes E-W ligados, con interacción). Por tanto, la adición de los cables rigidiza más a estructuras cuyos muretes estén propiamente desligados de aquellas que no lo están. En el caso en estudio, se considera más realista la modelación del caso e, es decir, considerar que los muros y los muretes se encuentran ligados a la estructura y que se debe considerar la interacción suelo-estructura. Para este caso, se aprecia que la adición de los cables de presfuerzo proporciona únicamente un ligero incremento en cuanto a la rigidez lateral de la estructura en la dirección en que se disponen los cables (12%) y un decremento mínimo de la rigidez a torsión (6%). Por tanto, en cuanto a rigidización, el procedimiento de refuerzo no resulta muy adecuado considerando la interacción suelo-estructura y todos los muros ligados, en gran parte por el aspecto de la planta, que es muy alargada.

Por otra parte, se puede observar en la tabla 4.6 que con la adición de los cables de presfuerzo y considerando los efectos de interacción, la dirección más flexible resulta ser la dirección corta (N-S), como se observó anteriormente para el cuerpo B. Los cuerpos A y B tienen periodos fundamentales de traslación muy similares en ambas direcciones en todas las modelaciones, lo que era de esperarse dada la uniformidad en la estructuración del plantel.

En resumen, con la experiencia ganada en el estudio de los cuerpos A y B de la escuela pública EP1, se presentan las siguientes recomendaciones para el modelado analítico de escuelas públicas tipo:

1. Considerar que los muretes se encuentran ligados a la estructura.
2. Incluir los efectos de interacción suelo-estructura, ya que las características dinámicas que se consideran más apegadas a la respuesta real de este tipo de estructuras se basan en estas hipótesis.
3. Despreciar el efecto rigidizante de las escaleras, cuando el cubo de escaleras ocupe menos del 10% del área de la planta.

Resultaría deseable calibrar las propiedades de los modelos analíticos con resultados de pruebas experimentales de vibración ambiental, o, aún mejor, instrumentando a las escuelas con acelerógrafos para determinar sus características dinámicas durante una sollicitación dinámica. Por tanto, se sugiere que se efectúen este tipo de estudios en estas estructuras.

4.2 Análisis elásticos de los planteles EP2 original y reforzado con cables de presfuerzo

Para realizar el análisis elástico, se construyeron modelos tridimensionales de las estructuras originales y reforzadas utilizando el programa de análisis estructural ETABS (Habibullah et al, 1991). En la elaboración de los modelos estructurales se formularon las siguientes hipótesis. El módulo de elasticidad del concreto se tomó como $E = 10,000 \sqrt{f_c}$ de acuerdo con el valor recomendado por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de 1976 (NTCC-76, 1977), tomando en cuenta el año de construcción de la escuela. Las vigas interiores se idealizaron como vigas T y las exteriores como vigas L, donde las dimensiones del patín equivalente fueron tomadas de las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTCC-87, 1987). El módulo de elasticidad para el acero de presfuerzo se tomó igual a $2.0139 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$. Las propiedades de los bloques huecos de concreto y del tabique rojo recocido de los muros de mampostería fueron obtenidas de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 (NTCM-87, 1987).

Se estudiaron modelos con base rígida e incluyendo los efectos de la interacción suelo-estructura. Para modelar la interacción suelo-estructura se utilizaron resortes horizontales y verticales cuyas rigideces fueron obtenidas de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTCS-87, 1987). Los resortes se modelaron en el ETABS por medio de columnas equivalentes cuyas áreas y momentos de inercia fueron obtenidos a partir de las rigideces correspondientes de los resortes.

Las masas y pesos de las estructuras original y reforzada utilizados en los análisis elásticos del plantel EP2 se resumen en la tabla 4.7. Se aprecia de la misma que el refuerzo con cables de presfuerzo y el cambio de los muros de los ejes 6 y 9 a muros de concreto incrementan el peso de la estructura en un 14%.

La modelación típica del plantel EP2 con el programa ETABS se presenta en la fig. 4.17. Se elaboraron varios modelos tomando en cuenta diferentes hipótesis en el modelado y así poder definir de que manera afectaban las características dinámicas de la estructura original y reforzada. Para la estructura original se estudiaron varios modelos, de los cuales se presentan únicamente cuatro. Dos de los modelos que se analizaron, con y sin interacción suelo-estructura, consideraron a los muros de la dirección E-W (muros donde

se ubican las puertas y ventanas de las aulas) completamente desligados de las columnas y vigas adyacentes, y que, por lo tanto, no contribuían a la rigidez de la estructura. Los muros divisorios en la dirección N-S se consideraron como muros de cortante que si contribuían en la rigidez de la estructura.

Los modelos restantes corresponden al caso en que se consideró que los muretes en dirección E-W no estaban desligados y, por tanto, si contribuían en la rigidez del sistema, al igual que los muros de carga en dirección N-S, considerando o despreciando la interacción suelo-estructura. Los resultados de estos análisis se resumen en la tabla 4.8. Los modos típicos de vibrar se presentan en las figs. 4.18 a 4.20.

Nivel	Original		Reforzado con cables	
	Peso (ton)	Masa (ton-s ² /cm)	Peso (ton)	Masa (ton-s ² /cm)
4	355.4	0.3622	386.0	0.3934
3	391.5	0.3991	452.7	0.4614
2	391.5	0.3991	452.7	0.4614
1	391.5	0.3991	452.7	0.4614
Σ	1530.0	1.5594	1744.0	1.7778

Se pueden hacer observaciones muy importantes de los datos presentados en la tabla 4.8. La primera es que si se consideran desligados a los muretes de la dirección E-W, el periodo fundamental de vibración en esa dirección es muy largo tomando en cuenta que se trata de una estructura de cuatro pisos, aún para el caso de base rígida. Esto se debe a la gran flexibilidad de las columnas en esta dirección si se considera que los muros de mampostería no las restringen, ya que el momento de inercia menor de las columnas actúa en esta dirección, con un peralte de tan sólo 25 cm. Los modos de vibrar bajo esta hipótesis son teóricamente puros ya que la estructura es completamente simétrica en masas y rigideces. Si se incluyen los efectos de interacción suelo-estructura, el periodo se alarga únicamente en un 4%, correspondiente a una pérdida de rigidez lateral de 7%.

El plantel es bastante rígido en dirección N-S y a torsión gracias a los muros de concreto, aún cuando se incluyen los efectos de interacción suelo-estructura. Los primeros tres modos de vibración del inmueble corresponden a modos de traslación en dirección E-W para todos los casos presentados en la tabla. El periodo natural de vibración en dirección N-S es inferior a 0.13 segundos en todos los casos.

La modelación de los muretes en el ETABS para los casos en que se consideró que éstos participaban en la respuesta estructural se hizo de la misma manera que para el caso del plantel EP1. Si se asume que los muretes de la dirección E-W están ligados a la estructura, o que participan en su respuesta, lo que se considera como una hipótesis más realista, se aprecia de la tabla 4.8 que el periodo fundamental de vibración del inmueble en dirección E-W se encuentra en un rango más razonable, lo que resulta más claro en el modelo de base rígida. El modelar a los muretes incrementa la rigidez lateral de la estructura en dirección E-W en un 227% (modelos en base rígida), es decir, la rigidez lateral del plantel EP2 en dirección E-W considerando a los muretes ligados es 3.77 veces su rigidez cuando se considera que los muretes están desligados.

Tabla 4.8 Características dinámicas de la estructura original del plantel EP2. con y sin interacción suelo-estructura

Caso	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)		
			N-S	E-W	Rot
a) Muretes desligados en la dirección E-W, sin interacción	N-S	0.120	76.20	0.00	0.00
	E-W	1.225	0.00	88.56	0.00
b) Muretes desligados en la dirección E-W, con interacción	N-S	0.120	76.40	0.00	0.00
	E-W	1.271	0.00	65.79	0.00
c) Muretes ligados en la dirección E-W, sin interacción	N-S	0.119	77.40	0.00	0.01
	E-W	0.631	0.00	88.35	0.00
d) Muretes ligados en la dirección E-W, con interacción	N-S	0.119	84.04	0.00	0.01
	E-W	0.712	0.00	70.71	0.00

Si se toman en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura en el modelado con los muretes ligados, los efectos de la interacción suelo-estructura son más acentuados en la dirección E-W que cuando se consideran a los muretes desligados de la estructura, pues el periodo del plantel en dirección E-W se alarga en un 13%, correspondiente a una pérdida de rigidez lateral del sistema suelo-estructura del 21% con respecto a la estructura en base rígida.

Se estudiaron cinco casos para el plantel EP2 reforzado con cables de presfuerzo, cuyos resultados se resumen en la tabla 4.9. El caso adicional lo constituye la modelación en cuanto a rigidez de las escaleras (caso a) sin considerar los efectos de interacción suelo-estructura. El modelo tipo del ETABS utilizado en estos estudios se presenta en la fig. 4.21 y los tres modos de vibrar típicos bajo estas modelaciones se presentan en las figs. 4.22 a 4.24. Se aprecia de la tabla 4.9 que la modelación de las escaleras tiene un efecto despreciable en cuanto a las características dinámicas del plantel (incremento del 8% en la rigidez de la estructura en dirección E-W, prácticamente nula en dirección N-S), por lo que resulta válido despreciar su contribución en los modelos analíticos.

Como se observó anteriormente en el estudio del plantel EP1, el efecto de incorporar a los cables de presfuerzo incrementa sensiblemente la rigidez lateral de la estructura en dirección E-W para todos los casos. De hecho, la inclusión de los cables provoca que los modos superiores de traslación en dirección E-W se vean inhibidos, en contraste con lo que se tiene para la estructura no reforzada con cables. La rigidez lateral del inmueble en dirección N-S prácticamente no se ve afectada por la incorporación de los cables, lo que resulta lógico. Los modos de vibración, cuando se consideran a los muretes ligados a la estructura, resultan más acoplados con los cables de presfuerzo que los obtenidos para la estructura original.

Tabla 4.9 Características dinámicas de la estructura reforzada con cables de presfuerzo del plantel EP2, con y sin interacción suelo-estructura					
Caso	Dirección	Periodo (s)	Masa Modal (%)		
			N-S	E-W	Rot
a) Muretes desligados en la dirección E-W, con escaleras sin interacción suelo-estruc.	N-S	0.118	76.37	0.04	0.42
	E-W	0.328	0.00	88.82	0.00
	Torsión	-----	-----	-----	-----
b) Muretes desligados en la dirección E-W, sin interacción suelo-estructura.	N-S	0.119	77.40	0.00	0.00
	E-W	0.316	0.00	88.53	0.00
	Torsión	-----	-----	-----	-----
c) Muretes desligados en la dirección E-W, con interacción suelo-estructura.	N-S	0.500	83.98	0.00	0.00
	E-W	0.428	0.00	80.05	4.06
	Torsión	0.370	0.00	4.69	83.27
d) Muretes ligados en la dirección E-W, sin interacción suelo-estructura.	N-S	0.118	77.40	0.03	0.01
	E-W	0.283	0.00	88.95	0.00
	Torsión	-----	-----	-----	-----
e) Muretes ligados en la dirección E-W, con interacción suelo-estructura.	N-S	0.487	84.07	0.08	0.02
	E-W	0.404	0.11	81.50	5.70
	Torsión	0.362	0.01	5.33	83.58

El incremento de la rigidez lateral en dirección E-W con la adición de los cables de presfuerzo es, con respecto a las modelaciones de la estructura original, de 15.03 veces para el caso b (muretes E-W desligados, sin interacción), 8.82 veces para el caso c (muretes E-W desligados, con interacción), 4.97 veces para el caso d (muretes E-W ligados, sin interacción) y de 3.11 veces para el caso e (muretes E-W ligados, con interacción). Por tanto, la adición de los cables rigidiza más a estructuras cuyos muretes estén propiamente desligados de aquellas que no lo estén. En el caso en estudio, se considera más realista la modelación del caso e, es decir, considerar que los muros y los muretes se encuentran ligados a la estructura y que se debe considerar la interacción suelo-estructura. Para este caso, se aprecia que la adición de los cables de presfuerzo

también proporciona un incremento substancial en cuanto a la rigidez lateral de la estructura en la dirección en que se disponen los cables (211%). Por tanto, en cuanto a rigidización, el procedimiento de refuerzo resulta muy adecuado considerando la interacción suelo-estructura y todos los muros ligados, en contraste con el cuerpo A del plantel EPI. Con la adición de los cables de presfuerzo y considerando los efectos de interacción, la dirección más flexible resulta ser la dirección corta (N-S).

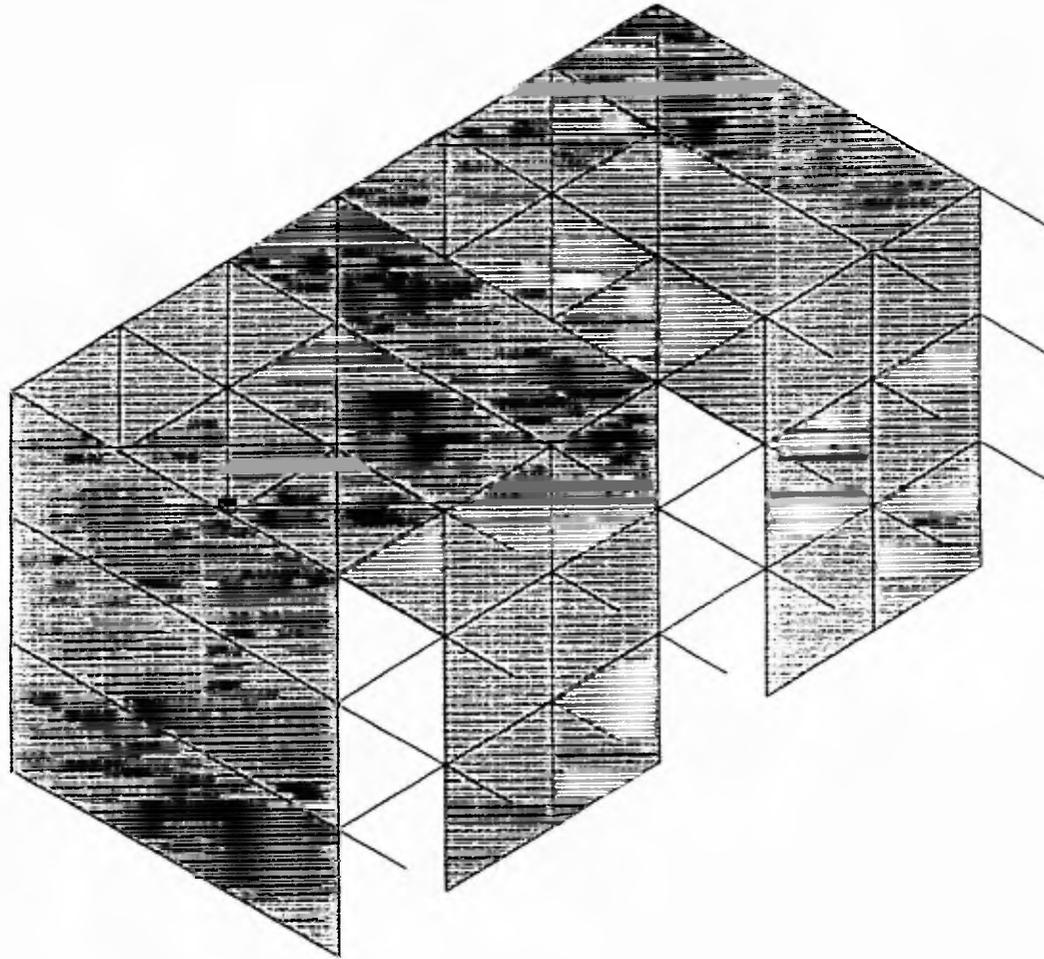


FIGURA 4.1 MODELO ANALÍTICO DEL CUERPO B ORIGINAL

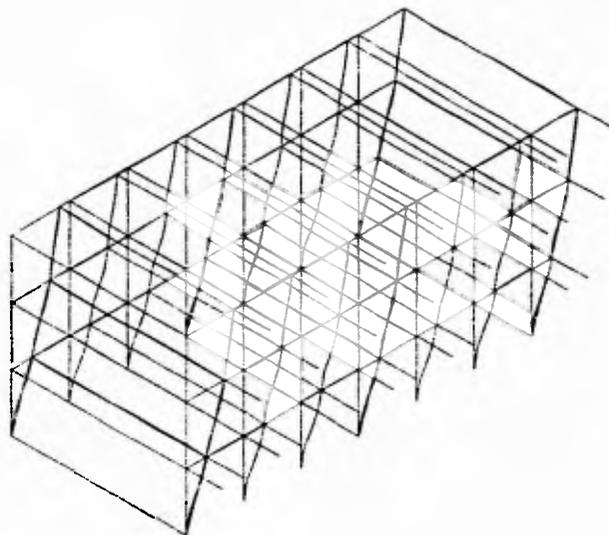


FIGURA 4.2 PRIMER MODO DE TRASLACIÓN DEL CUERPO B ORIGINAL (E-W)

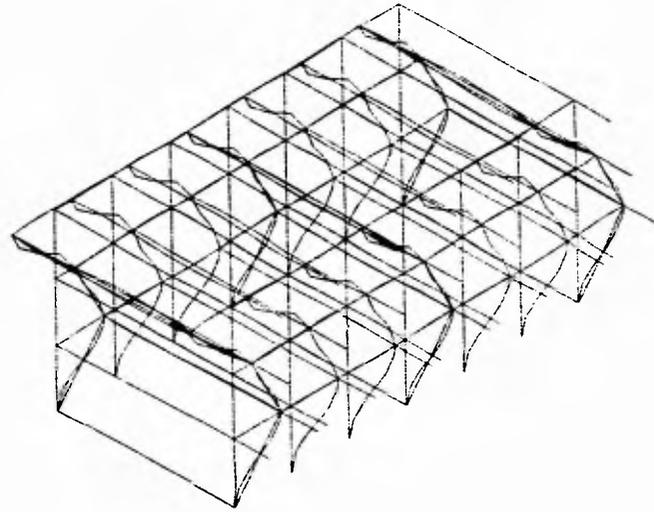


FIGURA 4.3 SEGUNDO MODO DE TRASLACIÓN DEL CUERPO B ORIGINAL (E-W)

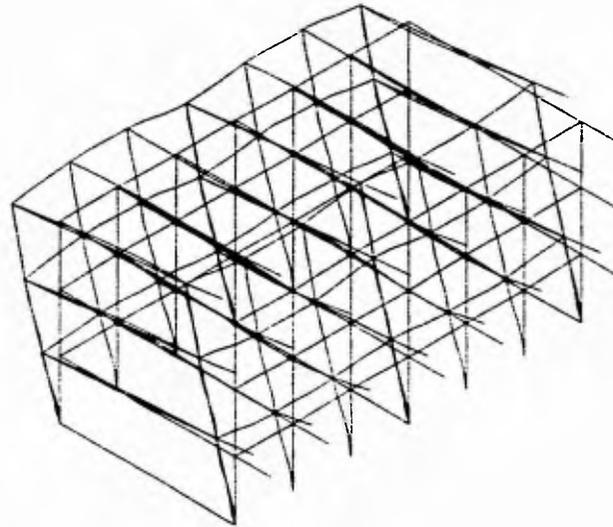


FIGURA 4.4 PRIMER MODO DE TRASLACIÓN DEL CUERPO B ORIGINAL (N-S)

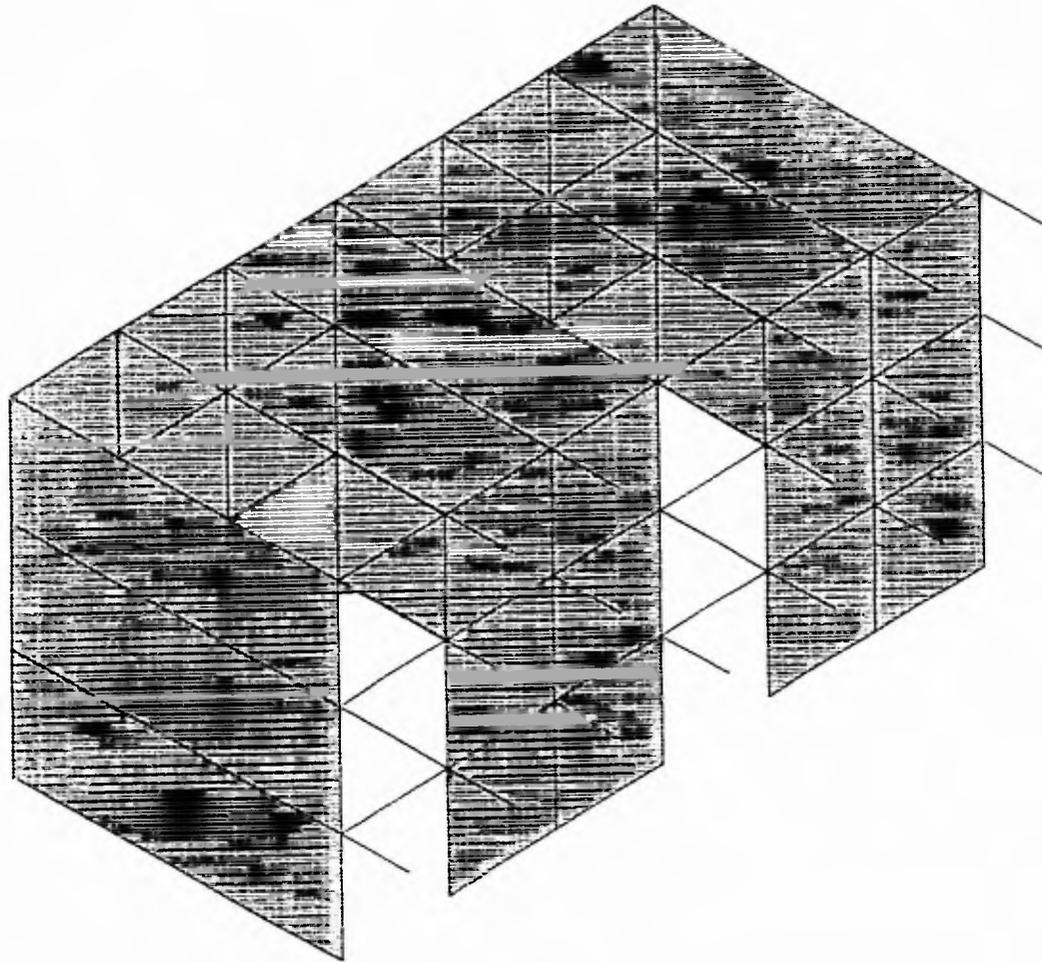


FIGURA 4.5 MODELO ANALÍTICO DEL CUERPO B REFORZADO CON CABLES DE PRESFUERZO

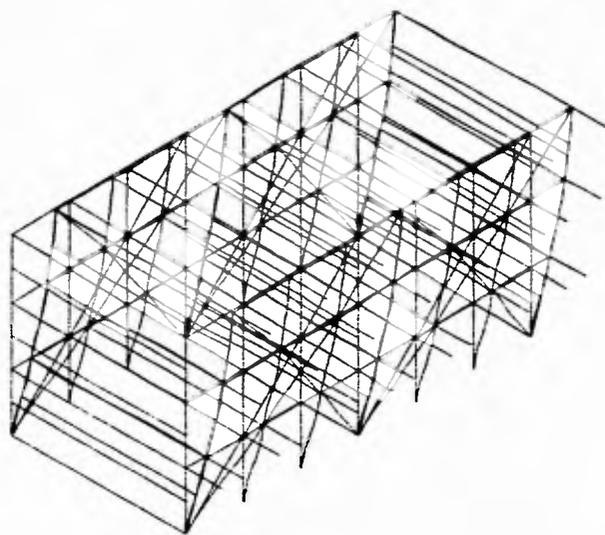


FIG 4.6 PRIMER MODO DE TRASLACIÓN DEL CUERPO B REFORZADO CON CABLES DE PRESFUERZO (E-W)

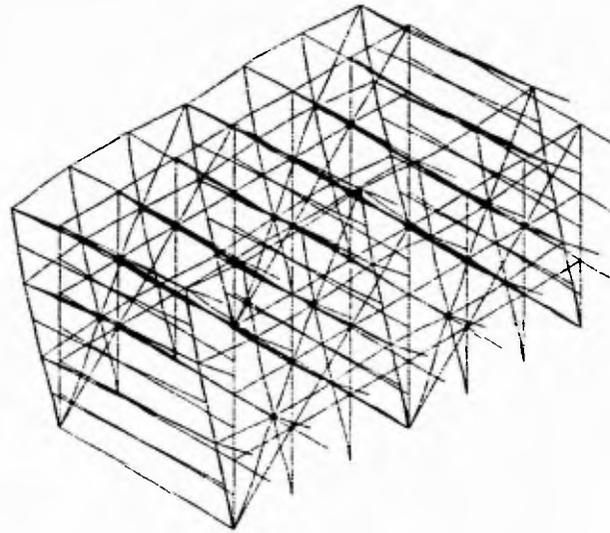


FIG 4.7 PRIMER MODO DE TRASLACIÓN DEL CUERPO B REFORZADO CON CABLES DE PRESFUERZO (N-S)

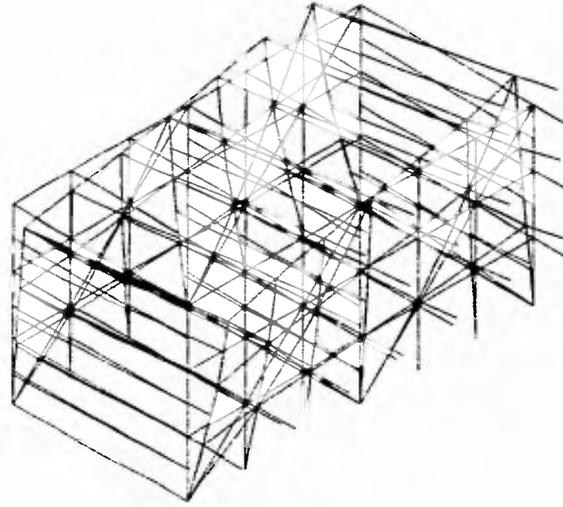


FIGURA 4.8 MODO DE TORSIÓN DEL CUERPO B REFORZADO CON CABLES DE PRESFUERZO

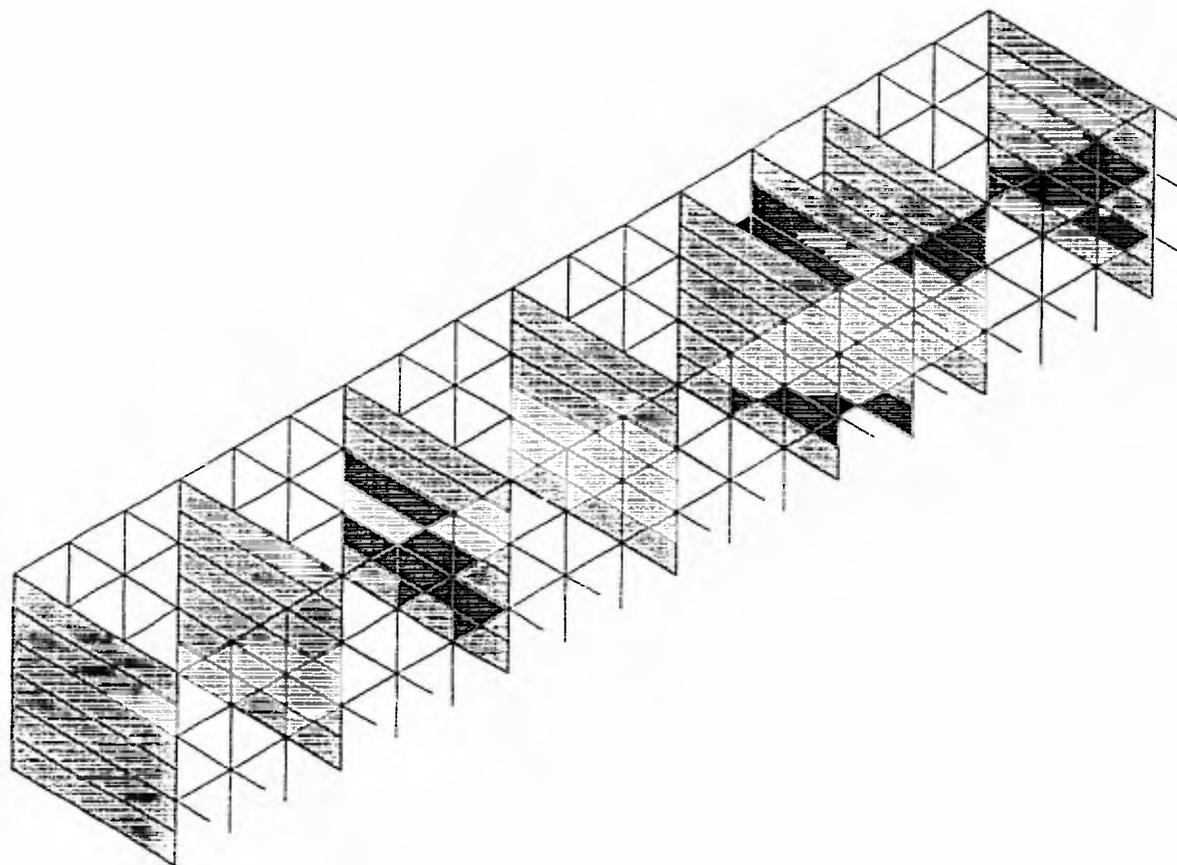


FIGURA 4.9 MODELO ANALÍTICO DEL CUERPO A ORIGINAL

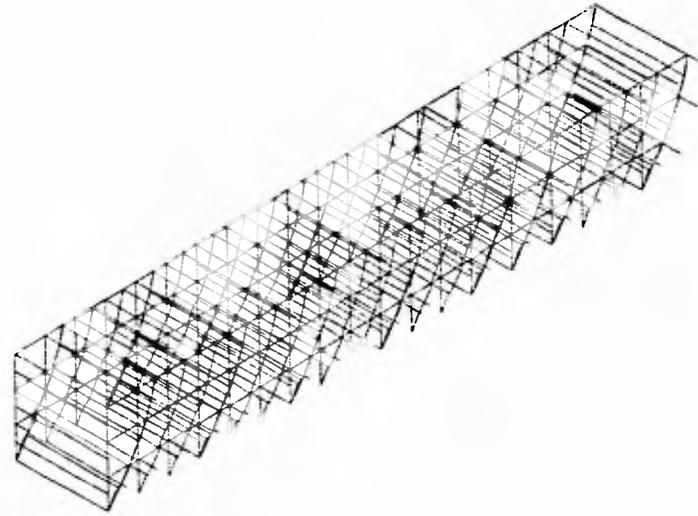


FIGURA 4.10 PRIMER MODO DE TRASLACIÓN DEL CUERPO A ORIGINAL (E-W)

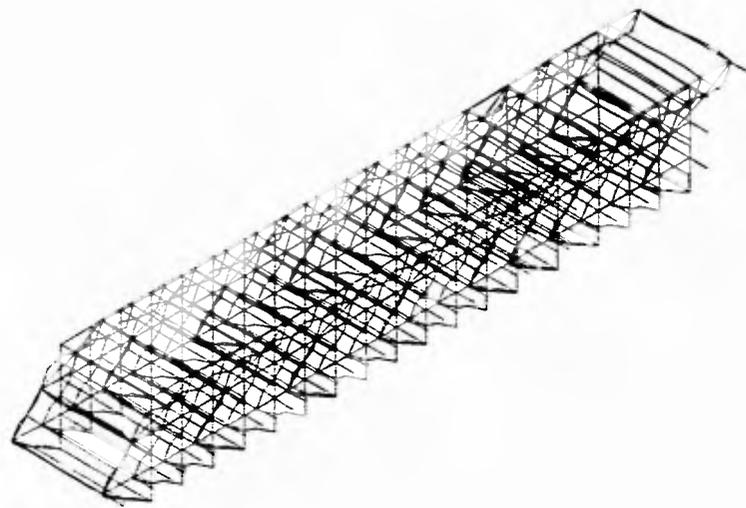


FIGURA 4.11 SEGUNDO MODO DE TRASLACIÓN DEL CUERPO A ORIGINAL

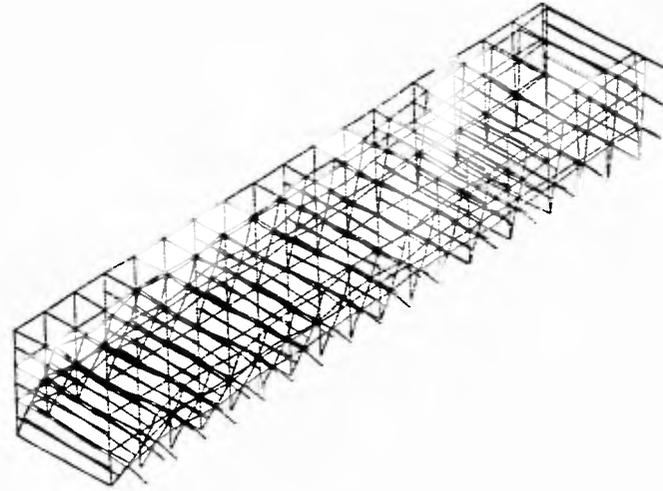


FIGURA 4.12 PRIMER MODO DE TRASLACIÓN DEL CUERPO A ORIGINAL (N-S)

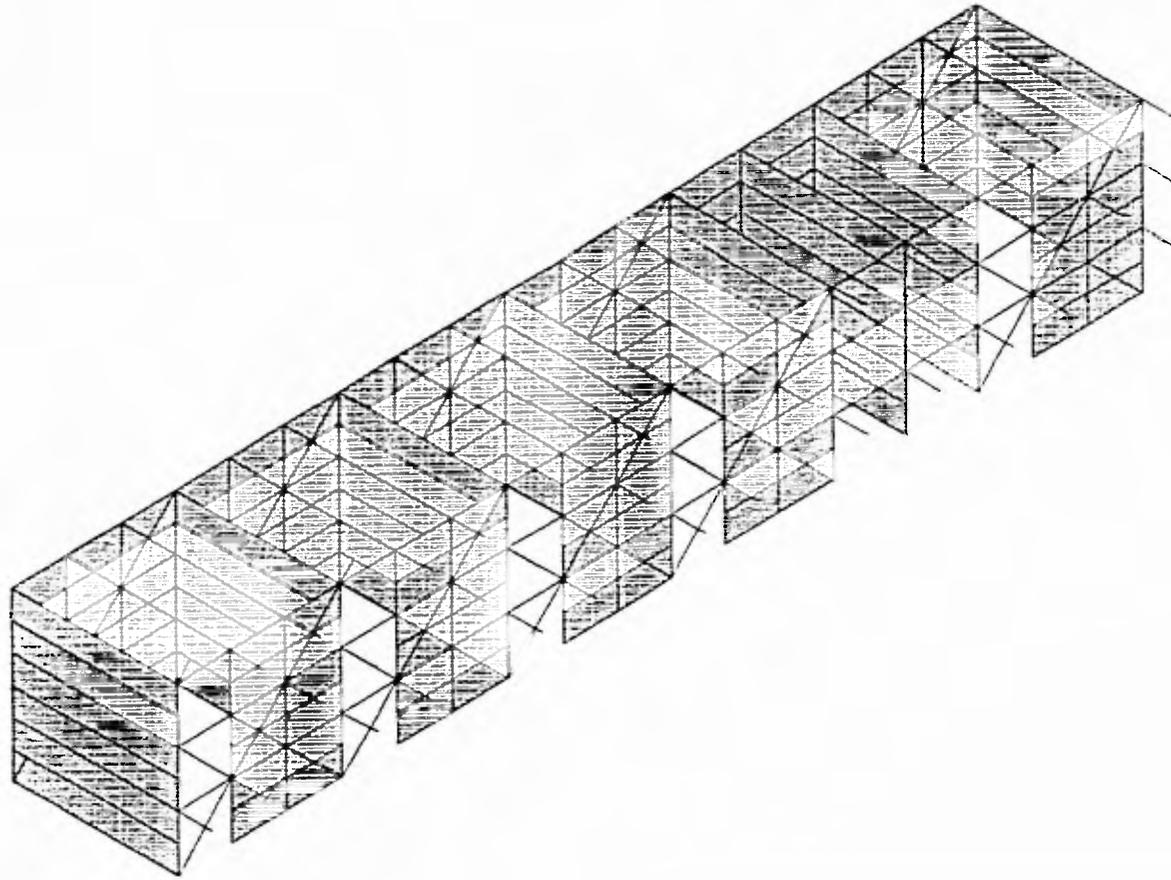


FIGURA 4.13 MODELO ANALÍTICO DEL CUERPO A REFORZADO CON CABLES DE PRESFUERZO

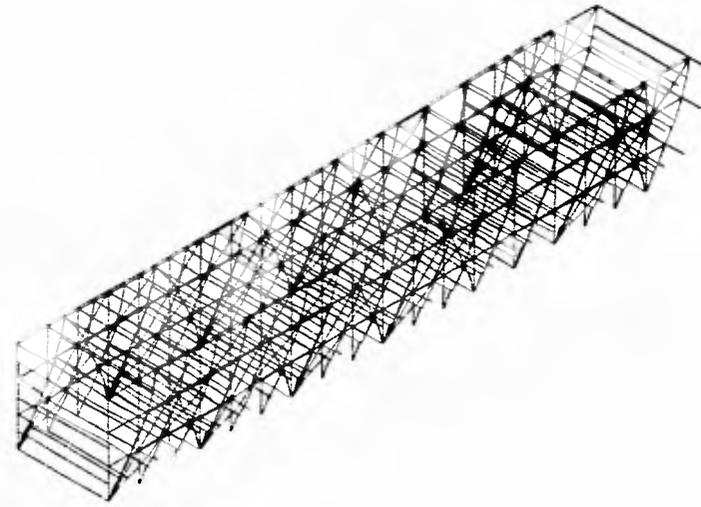


FIG 4.14 PRIMER MODO DE TRASLACIÓN DEL CUERPO A REFORZADO CON CABLES DE PRESFUERZO (E-W)

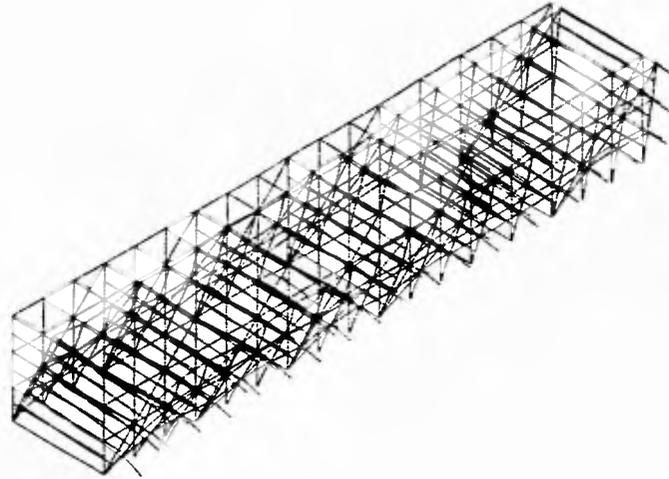


FIG 4.15 PRIMER MODO DE TRASLACIÓN DEL CUERPO A REFORZADO CON CABLES DE PRESFUERZO (N-S)

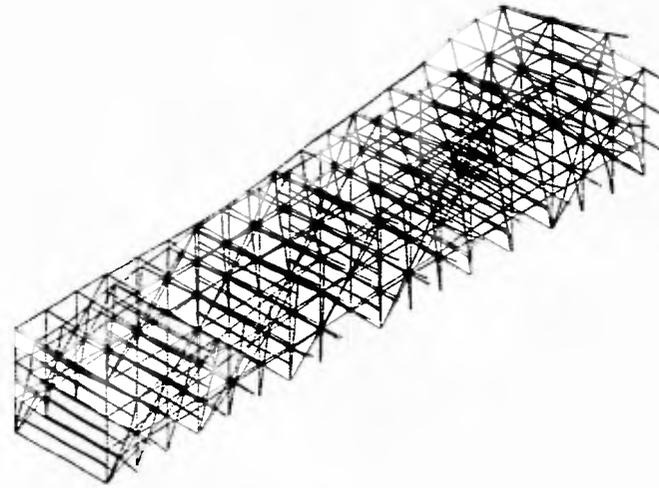


FIGURA 4.16 MODO DE TORSIÓN DEL CUERPO A REFORZADO CON CABLES DE PRESFUERZO

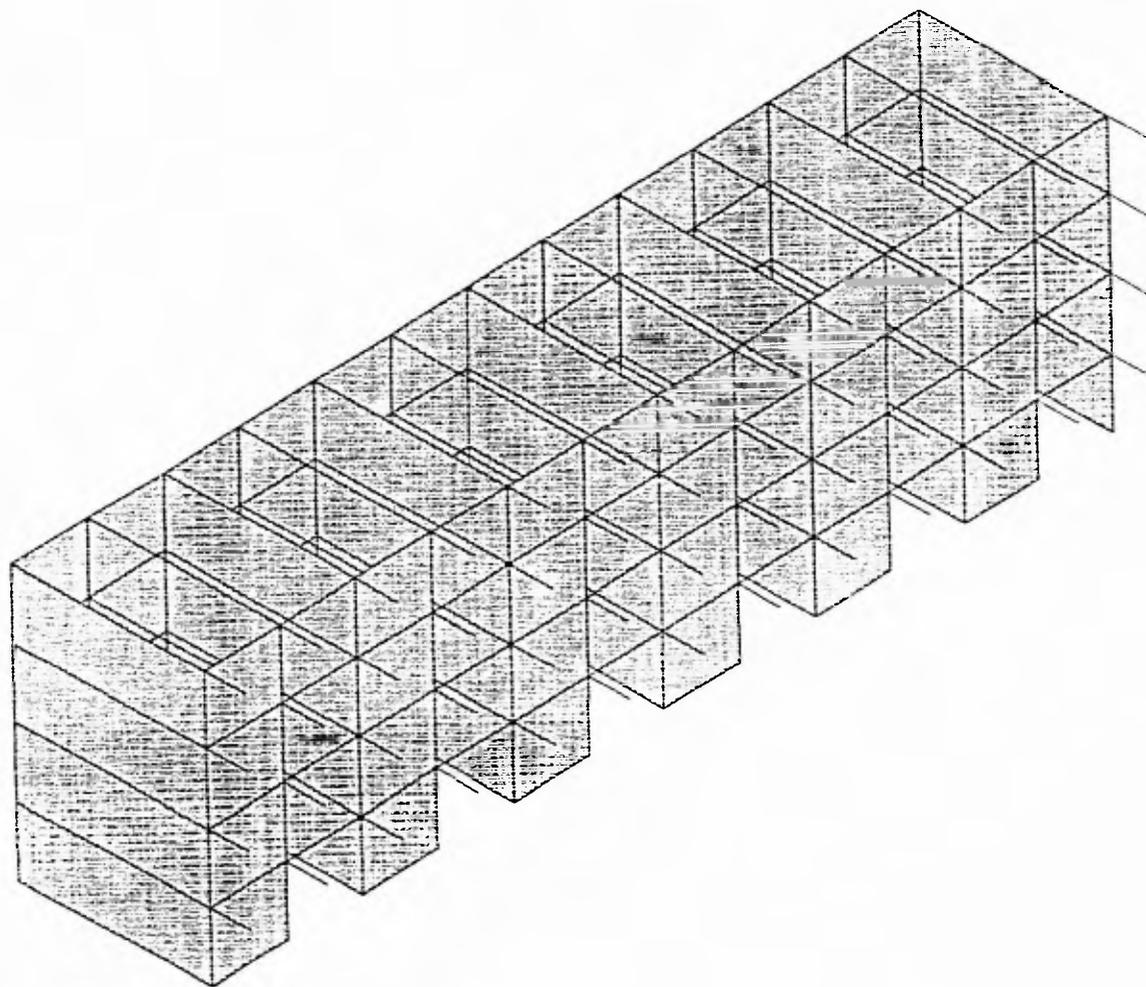


FIGURA 4.17 MODELO ANALÍTICO DEL EDIFICIO EP2 ORIGINAL

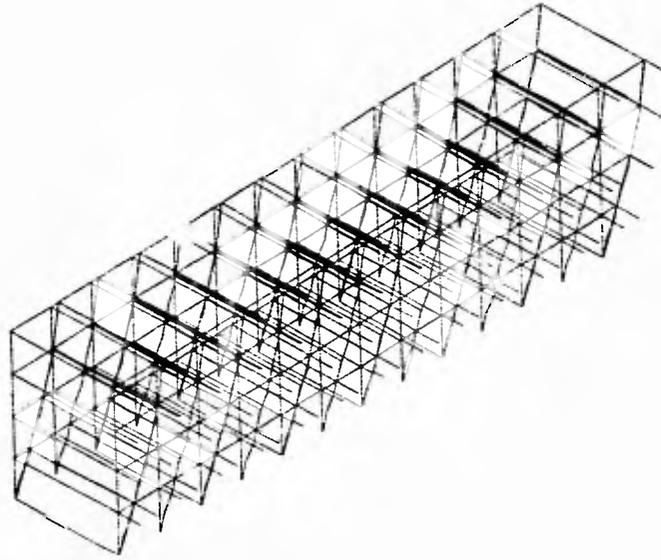


FIGURA 4.18 PRIMER MODO DE TRASLACIÓN DEL EDIFICIO EP2 ORIGINAL (E-W)

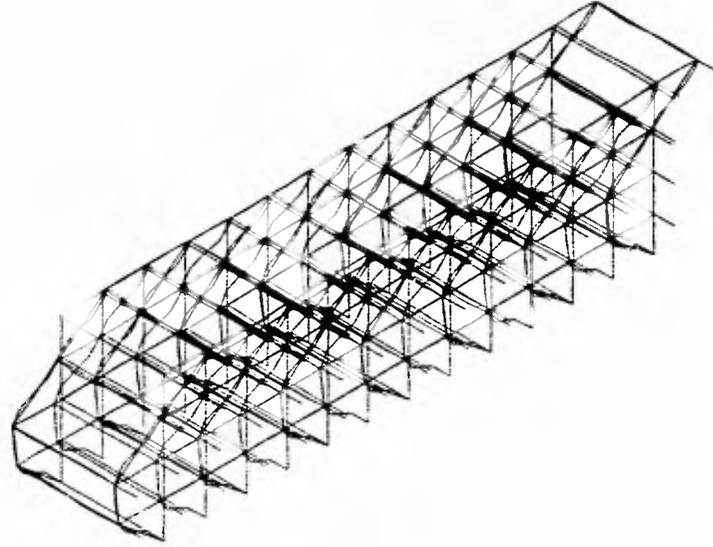


FIGURA 4.19 SEGUNDO MODO DE TRASLACIÓN DEL EDIFICIO EP2 ORIGINAL

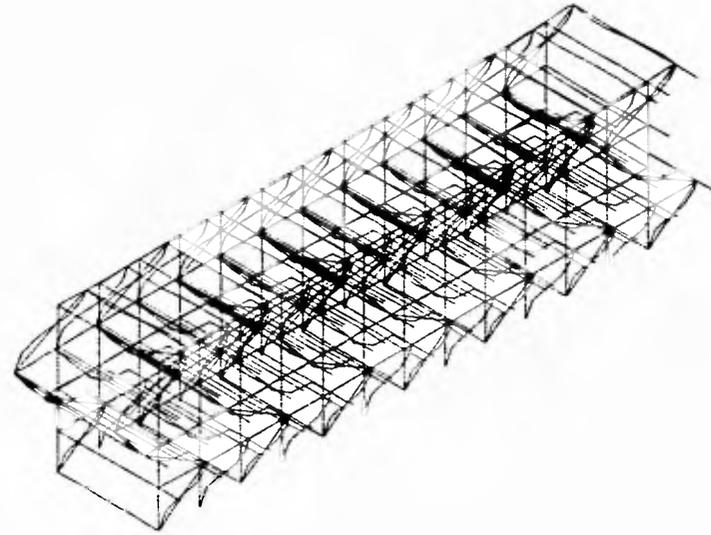


FIGURA 4.20 TERCER MODO DE TRASLACIÓN DEL EDIFICIO EP2 ORIGINAL

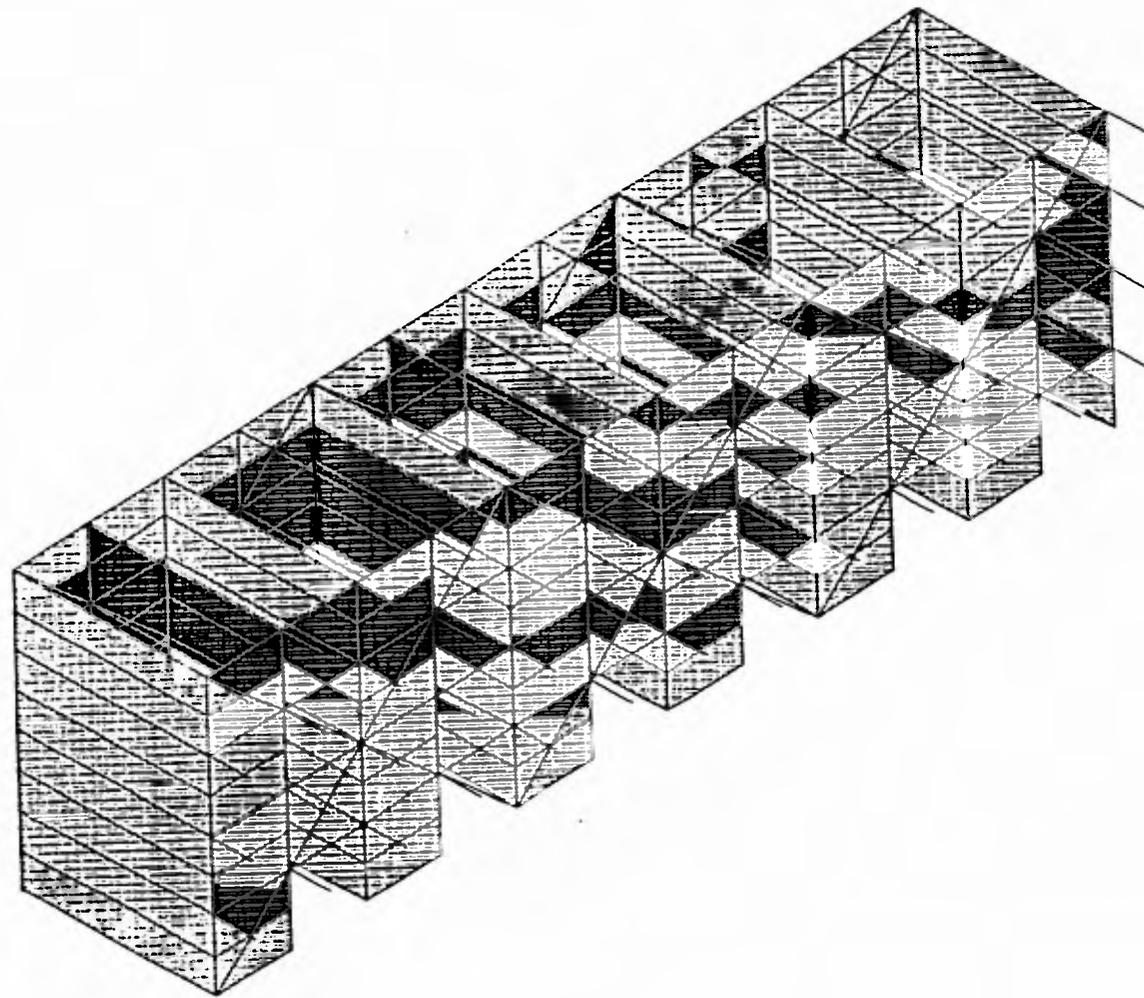


FIGURA 4.21 MODELO ANALÍTICO DEL EDIFICIO EP2 REFORZADO CON CABLES DE PRESFUERZO

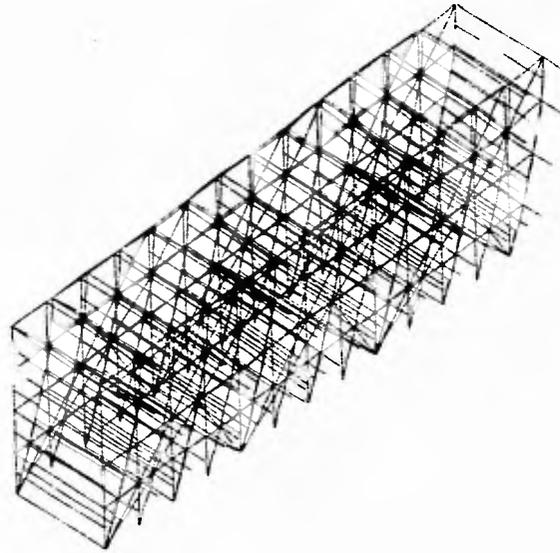


FIG 4.22 PRIMER MODO DE TRASLACIÓN DEL EDIFICIO EP2 REFORZADO CON CABLES DE PRESFUERZO (E-W)

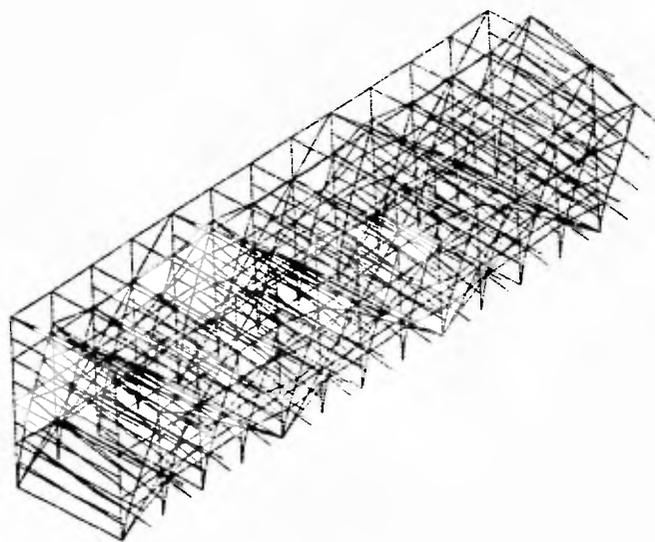


FIG 4.23 PRIMER MODO DE TRASLACIÓN DEL EDIFICIO EP2 REFORZADO CON CABLES DE PRESFUERZO (N-S)

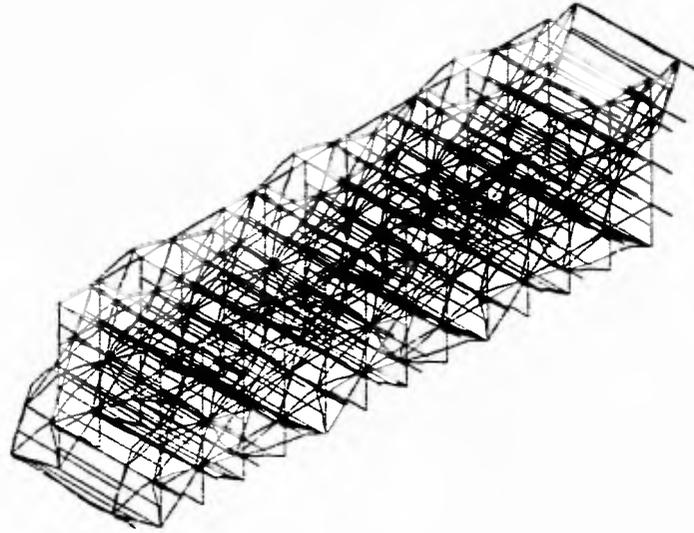


FIG 4.24 SEGUNDO MODO DE TRASLACIÓN DEL EDIFICIO EP2 REFORZADO CON CABLES DE PRESFUERZO (E-W)

CAPITULO 5

ANALISIS AL LIMITE COMPARATIVO

5.1 Análisis al límite de las estructuras original y reforzada del plantel EPI

Se llevaron a cabo análisis al límite de los cuerpos del plantel EPI para determinar su capacidad sísmo-resistente en ambas direcciones en su condición original y en su condición actual con el refuerzo proporcionado mediante cables de presfuerzo. En los análisis se asumió una distribución de fuerzas laterales de acuerdo con el modo fundamental de vibración de la dirección bajo estudio. En la determinación de las capacidades nominales de vigas y columnas, se ignoraron los factores de reducción por resistencia estipulados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, ya que se intenta estimar la capacidad límite ante carga lateral de la estructura con fines de revisión, no de diseño. Cuando se determinaron los momentos resistentes de las columnas se consideró el efecto positivo de la carga axial, así como la carga axial de compresión resultante que transmiten los cables a las columnas en donde se conectan, debido al pretensado de dichos cables. En vigas, se tomaron las capacidades nominales a momento positivo o negativo de acuerdo con los signos de los momentos elásticos actuantes en los extremos de la viga ante carga lateral, así como la directividad de la carga lateral. Para los cables de presfuerzo, se consideró que la falla de éstos se produciría en tensión, y se tomó en cuenta que los cables están inicialmente pretensados. Por tanto, para los modos de falla con cables se tomó en cuenta únicamente la capacidad remanente del cable que trabaja a tensión, puesto que el cable que se cruza en la dirección contraria deja de trabajar cuando la carga de compresión axial resultado de la carga lateral cancela la carga de presfuerzo inicial. Para los marcos en la dirección corta, con muros, se consideró que éstos fallarían por cortante o por volteo.

5.1.1 Análisis al límite del cuerpo B

Se estudiaron varios modos de falla en el cuerpo B en ambas direcciones. En la dirección E-W se estudiaron mecanismos de falla en los cuales se desprecia la contribución en cuanto resistencia de los muretes en la estructura original (tabla 5.1) y cuando se considera que los muretes contribuyen a la resistencia y fallan por cortante al recargarse las columnas sobre ellos (tabla 5.1). Los mecanismos de falla se pueden observar en las figs. 5.1 y 5.2. Los modos de falla sin la contribución de los muretes son : a) mecanismo de viga débil-columna fuerte, generalmente asociado a los reglamentos de diseño, b) falla generalizada de las columnas de planta baja, c) mecanismo combinado, con la falla de las columnas de PB en la base y de las del

último nivel en su parte superior, junto con las vigas de los pisos intermedios y d) mecanismo combinado, con la falla de las columnas de PB en la base y de las del nivel intermedio en su parte superior, además de las vigas de PB. Los modos de falla con la contribución de los muretes son : a) mecanismo de viga débil-columna fuerte, con los muretes fallando a cortante, b) falla generalizada de las columnas de planta baja y los muretes de planta baja a cortante, y c) mecanismo combinado en donde las articulaciones en las columnas se producen en la base en PB y en el siguiente nivel en donde terminan los muretes, fallando a su vez los muretes de PB y el primer nivel en cortante y plastificándose las vigas de PB.

Tabla 5.1 Mecanismos de falla asociados al cuerpo B original en dirección E-W		
Hipótesis de Modelado	Mecanismo de falla	Cortante basal
Despreciando la resistencia de los muretes	a) viga débil-columna fuerte	0.359W
	b) columnas del primer piso	0.291W
	c) combinado, cols nivel 2	0.346W
	d) combinado, cols nivel 1	0.296W
Considerando la resistencia de los muretes	a) viga débil-columna fuerte	0.465W
	b) columnas del primer piso	0.380W
	c) combinado, cols nivel 1	0.488W

Se puede observar de la tabla 5.1 que el mecanismo de falla que rige en la dirección E-W es el mecanismo de la falla generalizada de las columnas del primer piso considerando o despreciando la resistencia de los muretes. Este mecanismo es de naturaleza frágil y puede evitarse, aumentando las secciones de las columnas en esa dirección para proporcionarles mayor resistencia y estabilidad a los planteles. La capacidad a cortante basal es, sin embargo, alta, aún cuando se desprecia la contribución de los muretes en la resistencia ($V = 0.29W$). Esta capacidad se considera más realista ya que es muy difícil que los muretes desarrollen toda su capacidad a cortante a la hora de que las columnas se recarguen sobre ellos. Para estos casos se consideró necesario ajustar la capacidad de los muretes tomando en cuenta un ancho efectivo de los mismos que tomen en cuenta su geometría y sus condiciones de apoyo. Es claro que la capacidad al límite de la estructura satisface al reglamento de 1976, pues si se considera un factor de comportamiento sísmico de dos para este tipo de estructuras, el cortante basal mínimo que debería tener este tipo de estructuras (estructura tipo A) es de 0.13W para la zona III, donde está ubicada. Sin embargo, de acuerdo para el RCDF-87, la estructura debería de tener una capacidad mínima de 0.266W con un factor de ductilidad de dos, por lo que aún ignorando la capacidad de los muretes la estructura se encontraría cumpliendo con el reglamento.

Se estudiaron también los mecanismos de falla del cuerpo B del plantel reforzado con los cables de presfuerzo ignorando la contribución de los muretes en la resistencia. Para este caso sólo se estudiaron dos mecanismos, el que rigió, que es cuando los cables en tensión fluyen, pero a pesar de esto y la rigidización que proporcionan, la deformación necesaria para llevar a los cables a la falla provoca que las columnas de PB colapsen. En la fig. 5.3 se pueden observar los modelos estudiados. La capacidad a cortante basal obtenida teóricamente para este mecanismo es bastante alta ($V = 1.14W$), y para este caso se considera más propio corroborar tal mecanismo y capacidad con un análisis al límite realizado en un programa de análisis no lineal de estructuras. El otro mecanismo que se estudio corresponde al de viga débil-columna fuerte y con cables, para el cual se determinó una capacidad a cortante basal de 1.49W.

Por tanto, los análisis al límite sugieren que la capacidad estructural del cuerpo B se ve adecuadamente incrementada en la dirección E-W con la adición de los cables de presfuerzo, así como en su rigidez. El RCDF-87 requeriría una capacidad a cortante basal de 0.22W para la estructura reforzada, ya que con la rigidización el periodo natural de vibración de la estructura en este sentido se reduce, y con ello, lleva a ordenadas espectrales más bajas, ya que considerando interacción suelo-estructura y la participación de los muretes en la rigidez lateral del cuerpo B su periodo fundamental yace en la rama descendente del espectro de diseño.

Se estudiaron cinco mecanismos de falla en la dirección N-S en donde se involucra la resistencia de los muros localizados en algunos marcos : a) mecanismo de viga débil-columna fuerte con falla en cortante de los muros, b) falla generalizada de las columnas de planta baja y el muro de PB en cortante, c) mecanismo combinado, con la falla de las columnas de PB en la base y de las del último nivel en su parte superior, junto con las vigas de los pisos intermedios y los muros involucrados en cortante, d) mecanismo combinado, con la falla de las columnas de PB en la base y de las del nivel intermedio en su parte superior, además de las vigas de PB y de los muros involucrados en cortante y e) falla por volteo de los muros. Los resultados se resumen en la tabla 5.2 y los mecanismos de falla se pueden observar en la fig. 5.4

Mecanismo de falla	Cortante basal
a) Viga débil-columna fuerte, muros en cortante	0.619W
b) Columnas de PB y muro de PB en cortante	0.812W
c) Mecanismo combinado, cols PB y 2do piso, vigas y muros	0.698W
d) Mecanismo combinado, cols PB y 1er piso, vigas y muros	0.640W
e) Volteo de los muros	0.290W

Se aprecia que el mecanismo de falla crítico es, en este caso, por volteo de los muros, y que la capacidad a cortante basal de la estructura en esta dirección es de $0.29W$, que satisface las normas de los reglamentos de diseño del D.F. anteriores al sismo de 1985, si se considera un factor de ductilidad de dos, permitido para esta estructura por el RCDF-76 (cortante basal mínimo de $0.12W$). Sin embargo, la estructura se encuentra menos holgada con respecto al reglamento de 1987, en donde se precisa de una capacidad a cortante basal mínima de $0.24W$.

5.1.2 Análisis al límite del cuerpo A

De igual manera, se estudiaron varios modos de falla para el cuerpo A del plantel EP1. En la dirección E-W se estudiaron mecanismos de falla en los cuales se desprecia la contribución en la resistencia del sistema de los muretes en la estructura original y cuando se considera que los muretes contribuyen a la resistencia y fallan por cortante al recargarse las columnas sobre ellos. Los resultados se resumen en la tabla 5.3. Los modos de falla sin la contribución de los muretes son : a) mecanismo de viga débil-columna fuerte y, b) falla generalizada de las columnas de la planta baja; los cuales se eligieron basados en la experiencia ganada de los análisis del cuerpo B. Los modos de falla con la contribución de muretes son : a) mecanismo de viga débil-columna fuerte, con los muretes fallando a cortante y b) falla generalizada de las columnas de planta baja y los muretes de planta baja a cortante. Los mecanismos se pueden observar en las figs. 5.5 y 5.6.

Se concluye de la tabla 5.3 que el mecanismo de falla que rige en la dirección E-W es el mecanismo de la falla generalizada de las columnas del primer piso considerando o no la resistencia de los muretes, como en el caso del cuerpo B. Este mecanismo es de naturaleza frágil y debería de evitarse aumentando las secciones de las columnas en esa dirección para proporcionarles mayor resistencia y estabilidad a los planteles. La capacidad a cortante basal es, sin embargo, alta, y muy cercana a la obtenida para el cuerpo B, aún cuando se desprecia la contribución de los muretes en la resistencia ($V = 0.28W$). Esta capacidad se considera más realista ya que es muy difícil que los muretes desarrollen toda su capacidad a cortante en el instante de en que las columnas se recarguen sobre ellos, como ya se comentó con anterioridad. Es claro que la capacidad al límite de la estructura satisface al reglamento de 1976, pues si se considera un factor de comportamiento sísmico de dos para este tipo de estructuras, el cortante basal mínimo que debería de tener este tipo de estructuras (estructura tipo A) es de $0.13W$ para la zona III, donde está ubicada. Sin embargo, de acuerdo con el RCDF-87, la estructura debería de tener una capacidad mínima de

0.27W con un factor de ductilidad de dos, por lo que aún ignorando la capacidad de los muretes, la estructura se encontraría cumpliendo el reglamento, aunque por muy poco margen.

Hipótesis de Modelado	Mecanismo de falla	Cortante basal
Despreciando la resistencia de los muretes	a) viga débil columna fuerte	0.367W
	b) columnas del primer piso	0.278W
Considerando la resistencia de los muretes	a) viga débil-columna fuerte	0.728W
	b) columnas del primer piso	0.544W

Se estudiaron también los mecanismos de falla del cuerpo A del plantel reforzado con los cables de presfuerzo ignorando la contribución de los muretes en la resistencia. Para este caso sólo se estudiaron dos mecanismos, el que rigió, que es cuando los cables en tensión fluyen, donde la deformación asociada a su fluencia provoca que las columnas de PB colapsen. La capacidad a cortante basal obtenida teóricamente para este mecanismo es de 0.94W, y al igual que para el caso del cuerpo B se considera más propio corroborar tal mecanismo y capacidad con un análisis al límite realizado en un programa de análisis no lineal de estructuras. El otro mecanismo que se estudio corresponde al de viga débil-columna fuerte y con cables (fig 5.7), para el cual se determinó una capacidad a cortante basal de 1.27W.

Por tanto, los análisis al límite sugieren que la capacidad estructural del cuerpo A se ve adecuadamente incrementada en la dirección E-W con la adición de los cables de presfuerzo. El RCDF-87 requeriría una capacidad a cortante basal de 0.26W para la estructura reforzada, ya que con la rigidización el periodo natural de vibración de la estructura en este sentido se reduce, y con ello, lleva a ordenadas espectrales más bajas, pues las escuelas considerando interacción suelo-estructura y la participación de los muretes en la rigidez lateral de la misma caen en la rama descendente del espectro de diseño.

Se estudiaron tres mecanismos de falla en la dirección N-S en donde se involucra la resistencia de los muros localizados en algunos marcos : a) mecanismo de viga débil-columna fuerte con falla en cortante de los muros, b) falla generalizada de las columnas de planta baja y el muro de PB a cortante y c) falla por volteo de los muros. Los resultados se resumen en la tabla 5.4 y los mecanismos de falla se pueden observar en la fig. 5.8.

Se aprecia que el mecanismo de falla crítico en el cuerpo A en dirección N-S es también por volteo de los muros, y que la capacidad a cortante basal de la estructura

en esta dirección es de 0.29W, que satisface las normas de los reglamentos de diseño del D.F. anteriores al sismo de 1985, si se considera un factor de ductilidad de dos, permitido para esta estructura por el RCDF-76 (cortante basal mínimo de 0.13W). Sin embargo, la estructura se encuentra menos holgada con respecto al reglamento de 1987, en donde se precisa de una capacidad a cortante basal mínima de 0.26W.

Mecanismo de falla	Cortante basal
a) Viga débil-columna fuerte, muros en cortante	0.856W
b) Columnas de PB y muro de PB en cortante	0.967W
e) Volteo de los muros	0.294W

En resumen, los análisis al límite indican que los cuerpos A y B del plantel EP1 cumplen con los requisitos de resistencia del RCDF tanto en su versión original como reforzada, sin embargo, también señalan que los mecanismos potenciales de falla son de tipo frágil, por lo que se debería de evaluar los procedimientos de diseño de las escuelas para asegurar que se desarrollen mecanismos de falla más dúctiles. Una recomendación podría ser el utilizar columnas de sección cuadrada para brindar una rigidez y capacidad más uniforme a los planteles en ambas direcciones.

5.2 Análisis de las estructuras original y reforzada del plantel EP2

Se llevaron a cabo análisis al límite del plantel EP2 para determinar su capacidad sismo-resistente en ambas direcciones en su condición original y en su condición actual con el refuerzo proporcionado mediante cables de presfuerzo. En los análisis se hicieron las mismas consideraciones que para los análisis al límite de los cuerpos A y B del plantel EP1.

Se estudiaron varios modos de falla. En la dirección E-W se estudiaron mecanismos de falla en los cuales se desprecia la contribución en la resistencia del sistema de los muretes en la estructura original y cuando se considera que los muretes contribuyen a la resistencia y fallan por cortante al recargarse las columnas sobre ellos. Los resultados se resumen en la tabla 5.5. Los modos de falla sin la contribución de los muretes son : a) mecanismo de viga débil-columna fuerte y, b) falla generalizada de las columnas de la planta baja; los cuales se eligieron basados en la experiencia ganada de los análisis del plantel EP1. Los modos de falla con la contribución de muretes son : a) mecanismo de viga débil-columna fuerte, con los muretes fallando a cortante y, b) falla generalizada de las columnas de planta baja y los muretes de planta baja a cortante. Los mecanismos se pueden observar en las figs. 5.9 y 5.10.

Se observa de la tabla 5.5 que el mecanismo de falla que rige en la dirección E-W es el mecanismo de la falla generalizada de las columnas del primer piso, considerando o no la resistencia de los muretes, como en los cuerpos del plantel EP1. Este mecanismo es de naturaleza frágil y debería de evitarse. La capacidad a cortante basal es más baja que la obtenidas para el plantel EP1, sobretodo cuando se desprecia la contribución de los muretes en la resistencia ($V = 0.17W$). La capacidad al límite de la estructura apenas satisface al reglamento de 1976, pues si se considera un factor de comportamiento sísmico de dos para este edificio, el cortante basal mínimo que debería satisfacer $0.165W$ para la zona III, donde está ubicado. Sin embargo, de acuerdo con el RCDF-87, la estructura debería de tener una capacidad mínima de $0.3W$ con un factor de ductilidad de dos, por lo que si se ignora la capacidad de los muretes, la estructura no cumpliría con el reglamento

Hipótesis de Modelado	Mecanismo de falla	Cortante basal
Despreciando la resistencia de los muretes	a) viga debil columna fuerte	0.223W
	b) columnas del primer piso	0.172W
Considerando la resistencia de los muretes	a) viga débil-columna fuerte	0.416W
	b) columnas del primer piso	0.310W

Se estudiaron también los mecanismos de falla del plantel reforzado con los cables de presfuerzo ignorando la contribución de los muretes en la resistencia. Para este caso sólo se estudiaron dos mecanismos, el que rigió, que es cuando los cables en tensión fluyen, y columnas de PB colapsan (fig 5.11). La capacidad a cortante basal obtenida teóricamente para este mecanismo es de $0.76W$. El otro mecanismo que se estudio corresponde al de viga débil-columna fuerte y con cables, para el cual se determinó una capacidad a cortante basal de $1.07W$.

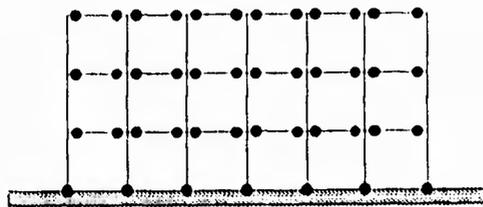
Por tanto, los análisis al límite sugieren que la capacidad del plantel EP2 se ve adecuadamente incrementada en la dirección E-W con la adición de los cables de presfuerzo. El RCDF-87 requeriría una capacidad a cortante basal de $0.227W$ para la estructura reforzada.

Se estudiaron tres mecanismos de falla en la dirección N-S en donde se involucra la resistencia de los muros de concreto y muros de mampostería localizados en algunos marcos : a) mecanismo de viga débil-columna fuerte con falla en cortante de los muros, b) falla generalizada de las columnas de planta baja y el muro de PB a cortante, c) falla por volteo de los muros originales y d) falla por volteo con los muros nuevos. Los resultados se resumen en la tabla 5.6 y los mecanismos de falla se pueden observar en la fig. 5.12.

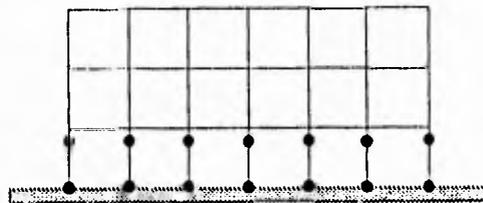
Se aprecia que el mecanismo de falla crítico del plantel EP2 en dirección N-S es también por volteo de los muros, y que la capacidad a cortante basal de la estructura en esta dirección es de $0.42W$, que satisface las normas de los reglamentos de diseño del D.F. anteriores al sismo de 1985, si se considera un factor de ductilidad de dos, permitido para esta estructura por el RCDF-76 (cortante basal mínimo de $0.13W$). El plantel cumple asimismo con el reglamento de 1987 en esta dirección, en donde se precisa de una capacidad a cortante basal mínima de $0.26W$.

Mecanismo de falla	Cortante basal
a) Viga débil-columna fuerte, muros en cortante	$0.554W$
b) Columnas de PB y muro de PB en cortante	$0.750W$
c) Volteo de los muros originales	$0.422W$
d) Volteo de los muros reforzados	$0.585W$

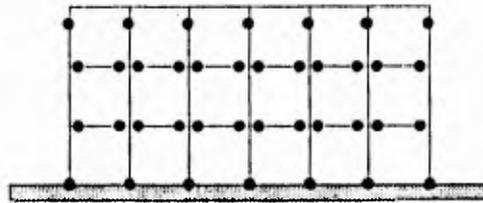
En resumen, los análisis al límite indican que el plantel EP2 cumple con los requisitos de resistencia del RCDF tanto en su versión original como reforzada. Sin embargo, también señalan que los mecanismos potenciales de falla son de tipo frágil, por lo que se debería de evaluar los procedimientos de diseño de las escuelas para asegurar que se desarrollen mecanismos de falla más dúctiles. Una recomendación podría ser el utilizar columnas de sección cuadrada para brindar una rigidez y capacidad más uniforme a los planteles en ambas direcciones, ya que se ha observado en el estudio que los cuerpos del plantel EP1 y EP2, que el dimensionamiento esbelto de las columnas en la dirección larga es lo que los hace vulnerables en cuanto rigidez y resistencia.



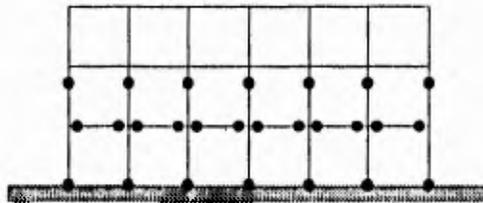
a) viga débil - columna fuerte



b) columnas del primer piso

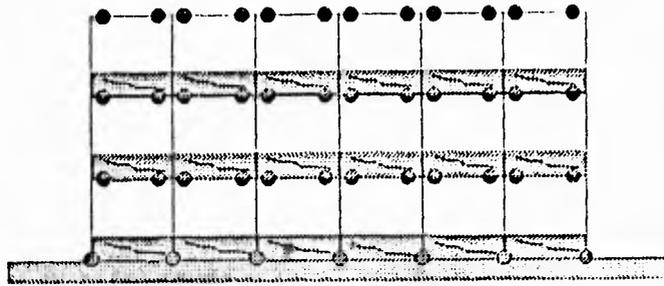


c) combinado, columnas nivel 2

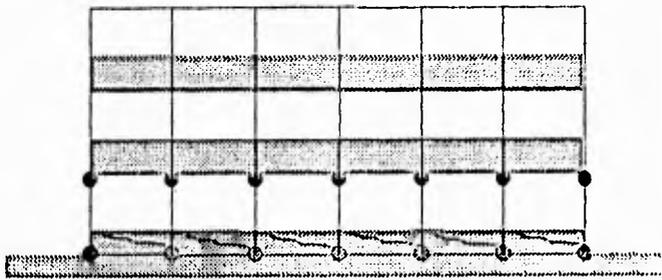


d) combinado, columnas nivel 1

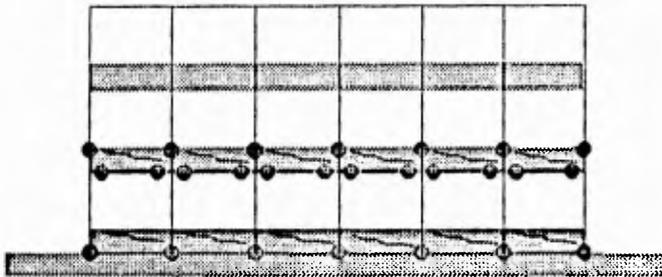
Figura 5.1 Mecanismos de falla del cuerpo B original despreciando la resistencia de los muretes



a) viga débil - columna fuerte

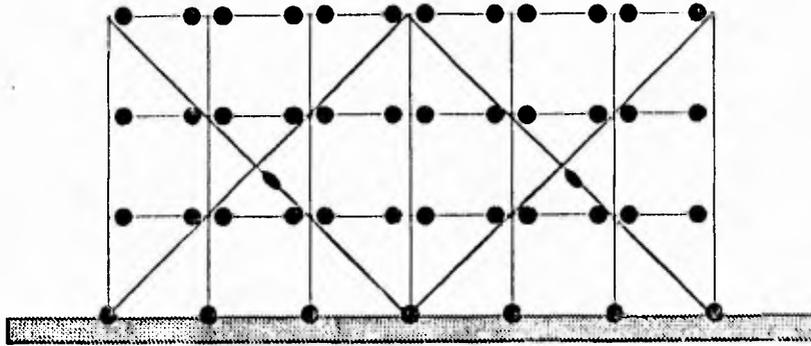


b) columnas del primer piso

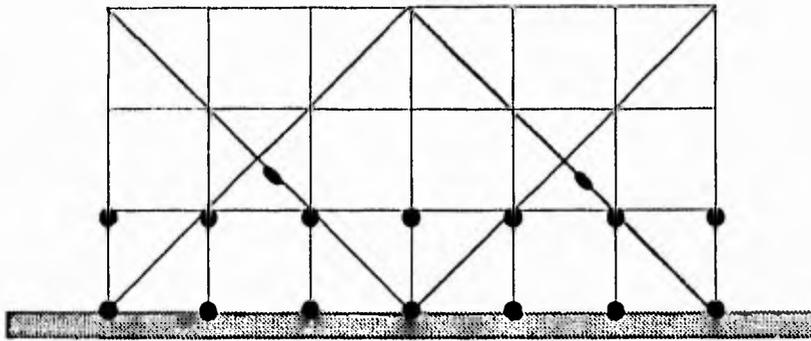


c) combinado, columnas nivel 1

Figura 5.2 Mecanismos de falla del cuerpo B original considerando la resistencia de los muros

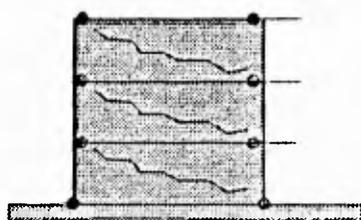


a) viga débil - columna fuerte

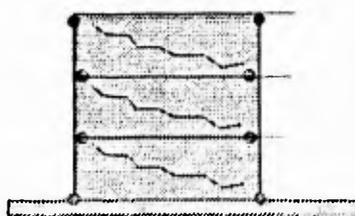


b) columnas del primer piso

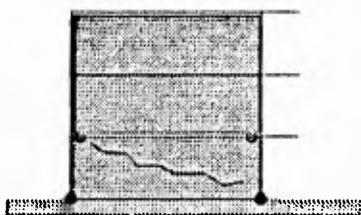
Figura 5.3 Mecanismos de falla del cuerpo B reforzado despreciando la resistencia de los muros



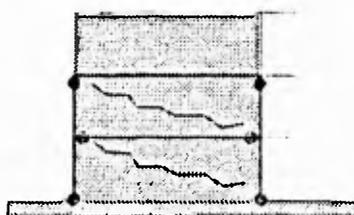
a) viga débil - columna fuerte y muros



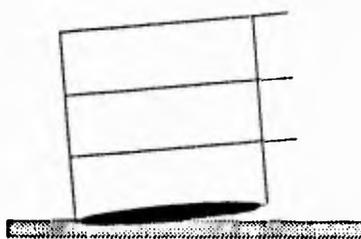
c) combinado, cols PB y 2do niv con muros



b) columnas PB y muro

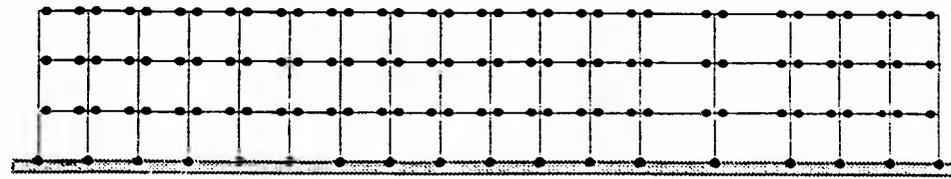


d) combinado, cols PB y 1er niv con muros

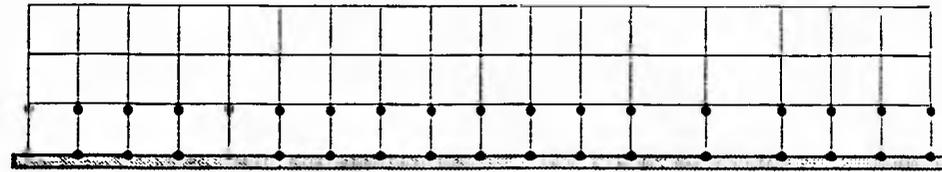


e) volco de los muros

Figura 5.4 Mecanismo de falla del cuerpo B
dirección N-S

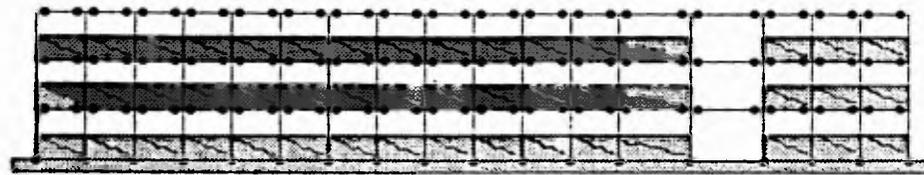


a) viga débil - columna fuerte

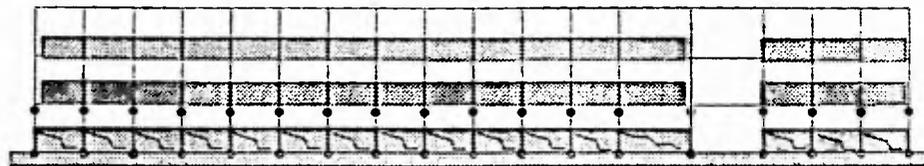


b) columnas del primer nivel

Figura 5.5 Mecanismos de falla del cuerpo A original
despreciando la resistencia de los muretes

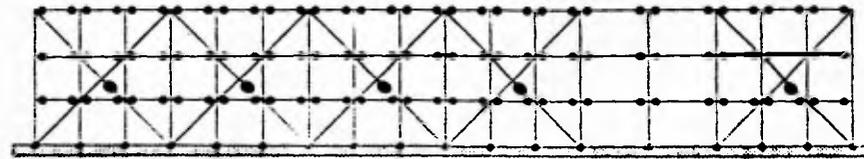


a) viga débil - columna fuerte

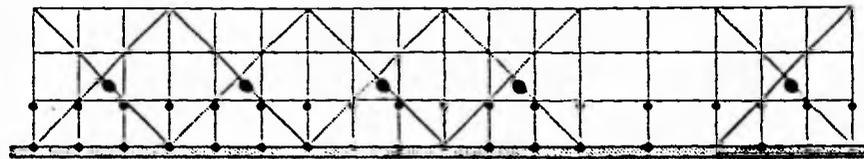


b) columnas del primer piso

Figura 5.6 Mecanismos de falla del cuerpo A original considerando la resistencia de los muretes

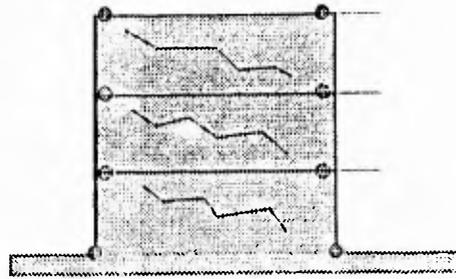


a) viga débil - columna fuerte

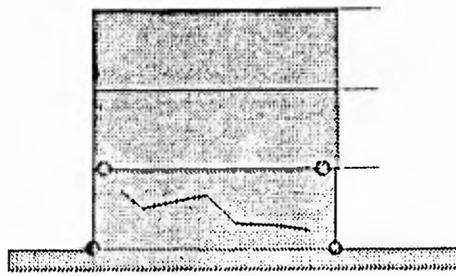


b) columnas del primer piso

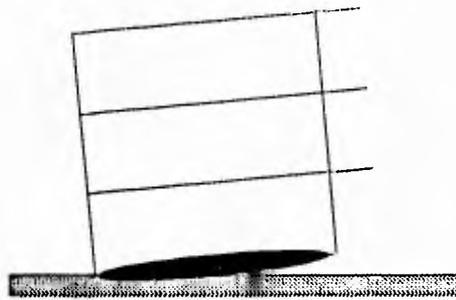
**Figura 5.7 Mecanismos de falla del cuerpo A reforzado
despreciando la resistencia de los muretes**



a) viga débil - columna fuerte y muros



b) columnas PH y muro



c) volteo de los muros

**Figura 5.8 Mecanismo de falla del cuerpo A
dirección N-S**

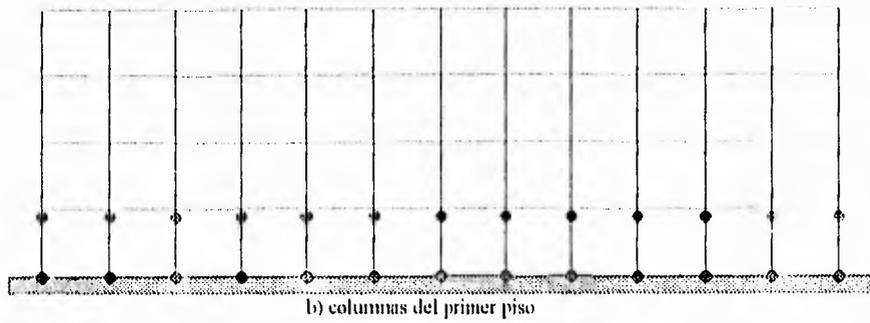
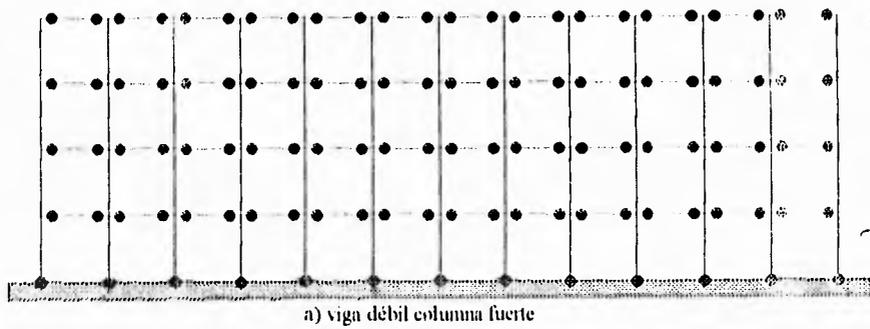
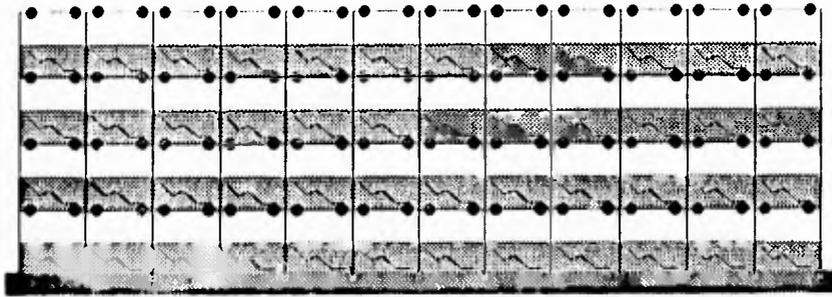
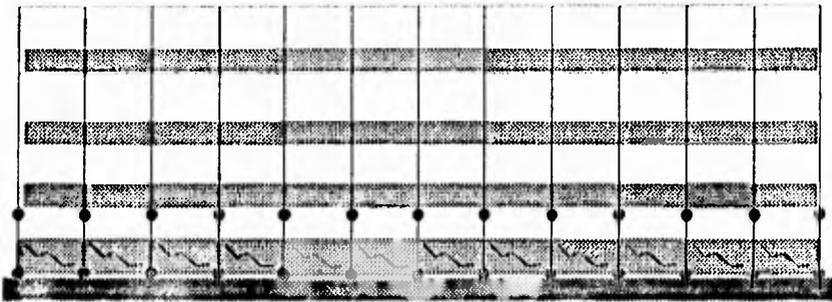


Figura 5.9 Mecanismos de falla del plantel EP2 original despreciando la resistencia de los muretes



a) viga débil - columna fuerte



b) columnas del primer piso

Figura 5.10 Mecanismos de falla del plantel EP2 original considerando la resistencia de los muretes

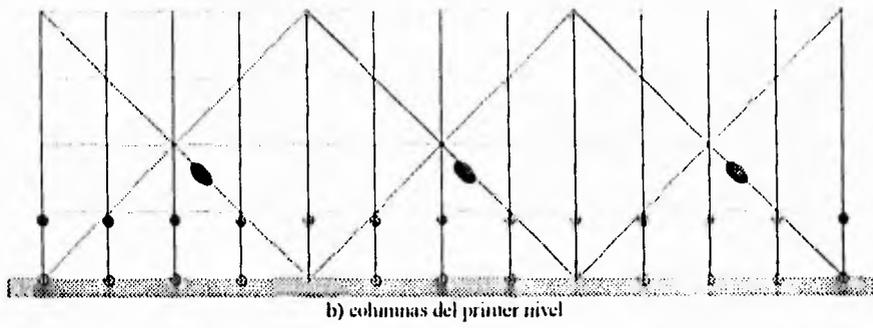
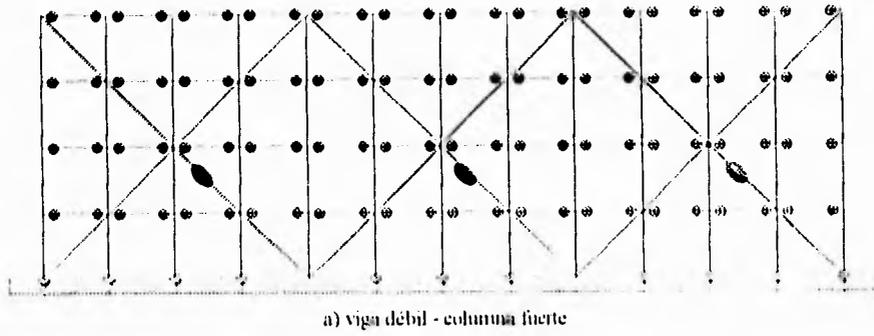
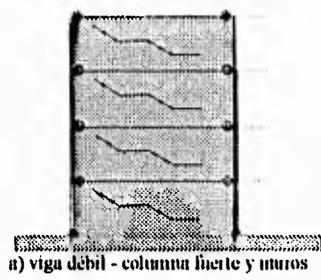


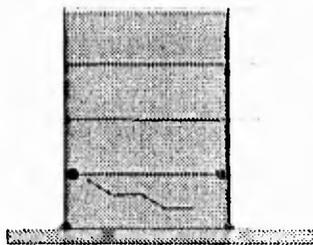
Figura 5.11 Mecanismos de falla del plantel EP2 reforzado despreciando la resistencia de los muretes



a) viga débil - columna fuerte y muros



c) volteo de los muros de mampostería originales



b) columnas PB y muro



d) volteo de los muros de concreto reforzado

Figura 5.12 Mecanismos de falla del plantel EP2
dirección N-S

CAPITULO 6

ANALISIS NO LINEALES COMPARATIVOS DE LOS PLANTELES ORIGINALES Y REFORZADOS CON SISTEMAS EQUIVALENTES DE UN GRADO DE LIBERTAD

6.1 Metodología

Se definieron sistemas equivalentes de un grado de libertad que permitieron evaluar de una manera global, aproximada y expedita la respuesta dinámica no lineal de las estructuras bajo estudio en sus direcciones principales.

Un modelo de un grado de libertad se obtiene a partir de una representación de varios grados de libertad definiendo masas, rigideces, alturas y amortiguamientos equivalentes a partir del modo fundamental de vibración o de combinaciones modales. El denominado "modelo Q" (Q model, Saïidi y Sozen, 1979) o modelo rápido (Q viene de quick), que se muestra en la fig 6.1, se basa en lo anterior. Se puede demostrar que la ecuación de movimiento de un sistema de varios grados de libertad puede expresarse por la del sistema equivalente de un grado de libertad presentado en la fig 6.1 de la siguiente forma

$$M_e \ddot{x} + C_e \dot{x} + K_e x = -M_i \ddot{x}_g \quad (6.1)$$

$$M_e = \frac{\alpha_m}{\alpha_1} M_i \quad (6.2)$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 M_e}{T_1^2} \quad (6.3)$$

$$C_e = 2\zeta_1 \omega_e M_e \quad (6.4)$$

$$\alpha_m = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \phi_{1i}^2}{M_i} \quad (6.5)$$

$$\alpha_1 = \frac{\sum_{i=1}^n F_i \phi_{1i}}{F_i} \quad (6.6)$$

$$\omega_e^2 = \frac{K_e}{M_e} \quad (6.7)$$

en donde :

M_e = masa equivalente del sistema de un grado de libertad (sgl).

K_e = rigidez inicial equivalente del sgl.

C_e = amortiguamiento equivalente del sgl.

M_I = masa total del sistema de varios grados de libertad

\ddot{x}_g = aceleraciones del terreno

M_i = masa del sistema de varios grados de libertad en el nivel i .

ϕ_{1i} = desplazamiento modal (primer modo) en el nivel i .

F_i = fuerza modal actuante en el nivel i .

F_1 = fuerza actuante total asociada al primer modo.

T_I = periodo fundamental de vibración del sistema de varios grados de libertad.

ζ_I = amortiguamiento viscoso para el primer modo.

ω_e = frecuencia circular inicial del sistema equivalente.

La altura equivalente del oscilador, H_e , se define como :

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \phi_{1i} h_i}{\sum_{i=1}^n M_i \phi_{1i}} \quad (6.8)$$

en donde h_i es la altura entre el nivel i y la base del modelo de varios grados de libertad. La altura equivalente del oscilador es importante para el cálculo del momento dinámico en la base, así como para definir desplazamientos relativos.

La curva carga-deformación del oscilador se define de acuerdo con una hipótesis de comportamiento histerético de la estructura bajo estudio. Para estructuras de concreto reforzado, los modelos histeréticos de Takeda, Clough, Sina o trilineal resultan más apropiados. Se presenta en la fig 6.2 la rama primaria de la curva carga-deformación de un modelo elastoplástico con el fin de ilustrar la manera de definir una curva histerética para un sistema de un grado de libertad como el presentado. La rigidez inicial K_e se obtiene a partir de la ec 6.3. El cortante basal de cedencia, V_u , se puede tomar en este

estudio como el cortante basal último obtenido por medio de los análisis al límite. El desplazamiento de cedencia, Δ_{cl} , se calcula simplemente como :

$$\Delta_{cl} = \frac{F_u}{K_p} \quad (6.9)$$

La respuesta dinámica no lineal calculada con el modelo equivalente de un grado de libertad constituye una aproximación a la que se obtiene con modelos no lineales más rigurosos, de varios grados de libertad, por lo que se evaluará la correlación que existe entre ambos modelos para los casos de estudio.

6.2 Acelerogramas sintéticos utilizados

Para realizar los análisis antes mencionados, se utilizaron acelerogramas artificiales que toman en cuenta la localización de los planteles en estudio. Para ello, se calcularon funciones de transferencia para el sitio en el cual se localizan los planteles a partir de las coordenadas geográficas del sitio y de las funciones de transferencia definidas para cada estación de la red de registro sísmico operada en el Valle de México, utilizando funciones de interpolación (Ordaz et al, 1992). Una vez obtenidas las funciones de transferencia para el sitio en estudio, éstas son utilizadas, junto con los acelerogramas registrados en la estación de referencia (en este caso, la estación de Ciudad Universitaria) en un evento de interés, para definir los acelerogramas simulados del sitio en cuestión para dicho evento. Los acelerogramas sintéticos generados y sus espectros de respuesta se presentan en la fig 6.3.

Se puede observar para la dirección E-W que la fase intensa del acelerograma tiene una duración aproximadamente 40 seg., alcanzando valores máximos de 0.2 de g. En el espectro de respuesta con un amortiguamiento de 2% del crítico, se aprecia que para el periodo de 1.3 seg. se presentan las pseudoaceleraciones máximas siendo del orden de 1.6 de g. Para el acelerograma de la dirección N-S se aprecian valores máximos del orden de 0.12 de g, sin mostrar una variación tan brusca como en el caso de la otra dirección, y de acuerdo con su espectro de respuesta con amortiguamiento de 2% del crítico, para el periodo de 1.4 seg, se localizan las pseudoaceleraciones máximas del orden de 1.1 de g.

6.3 Sistemas equivalentes de un grado de libertad de las estructuras original y reforzada del plantel EPI

Se obtuvieron sistemas equivalentes de un grado de libertad de los cuerpos del plantel EPI para determinar de forma aproximada la respuesta dinámica no lineal de las estructuras en ambas direcciones en su condición original y en su condición actual con el refuerzo proporcionado mediante los cables de presfuerzo. Para obtener las características de rigidez, masa y altura equivalentes de dichos sistemas, se utilizaron los conceptos anteriormente definidos y los modos fundamentales representativos de las condiciones originales y reforzadas de los cuerpos en estudio. La curva carga-deformación utilizada para definir el comportamiento de los osciladores fue la correspondiente al comportamiento elastoplástico.

6.3.1 Sistemas equivalentes de un grado de libertad del cuerpo B

Se estudiaron varios sistemas equivalentes en el cuerpo B en ambas direcciones. En la dirección E-W se estudiaron sistemas en los cuales se desprecia la presencia de los muretes en la estructura original y cuando se considera que los muretes están ligados a los marcos de la estructura, y por lo tanto, contribuyen en su comportamiento. Se estudio también un sistema equivalente de un grado de libertad tomando en cuenta la condición reforzada del cuerpo B con los cables de presfuerzo y sin considerar la participación de los muretes en el comportamiento. Las características de los modelos mencionados se resumen en la tabla 6.1.

Modelo	T_e (s)	M_e (Ton - s ² /m)	H_e (m)	K_e (Ton/m)
Estructura sin refuerzo sin muros ligados	0.677	53.28	6.63	4588
Estructura sin refuerzo con muros ligados	0.376	53.74	6.62	14932
Estructura con refuerzo de cables sin muros ligados	0.260	51.62	6.60	30135

Se aprecia de la tabla anterior que la presencia de los cables en el SGL aumenta en 6.6 veces la rigidez equivalente con respecto a la estructura original sin muros ligados. Asimismo, las alturas equivalentes en los tres modelos son similares, al igual que sus

masas equivalentes.

En la dirección N-S, en donde se encuentran algunos marcos con muros, se estudiaron dos sistemas equivalentes de un grado de libertad en donde se involucra la presencia de los muros, con y sin el refuerzo proporcionado por los cables de presfuerzo. En la tabla 6.2 se resumen las características de los modelos obtenidos. Se puede apreciar que los SGL en esta dirección son muy similares y que la presencia de los cables poco influyen en la rigidez del sistema equivalente.

Tabla 6.2 Características de los SGL del cuerpo B, dirección N-S				
Modelo	Te (s)	Me (Ton - s ² /m)	He (m)	Ke (Ton/m)
Estructura sin refuerzo con muros ligados	0.169	49.97	6.77	66530
Estructura con refuerzo con muros ligados	0.168	50.55	6.77	70148

En la tabla 6.3 se resumen los resultados obtenidos para los modelos descritos anteriormente al ser sometidos a la acción de los acelerogramas artificiales. En las figs. 6.4 y 6.5 se presentan las curvas histeréticas para los modelos del cuerpo B en las direcciones estudiadas. Se puede observar que, en la dirección E-W, la estructura original sin refuerzo de los cables tiene una gran demanda de ductilidad, el desplazamiento máximo es excesivo, la resistencia requerida sobrepasa su capacidad al límite y además se observa en la gráfica que su comportamiento histerético es inelástico y se degrada fuertemente. Las distorsiones que se presentan son del orden de 0.01, que superan al límite permitido por el RCDF-87 (0.006). Por tanto, se presume que la estructura debería fallar en estas condiciones. El comportamiento de la estructura mejora mucho si se considera la participación de los muros, pues la demanda de ductilidad baja nueve veces aproximadamente. Se aprecia que el comportamiento es lineal y las distorsiones bajan notablemente, siendo estas menores de 0.002. La adición de los cables de presfuerzo en la dirección E-W reduce notablemente la demanda de ductilidad de la estructura. La estructura tiene un mejor comportamiento, siendo este lineal y aunque su relación V/W es similar para la estructura con muros, las distorsiones disminuyen y son menores de 0.0005. Lo anterior muestra claramente que la adición de los cables de presfuerzo mejoran el comportamiento de la estructura en la dirección E-W, haciendo que esta se comporte dentro del rango lineal y presente distorsiones muy por debajo de las señaladas por el reglamento de construcciones del D.F. ($\delta = 0.006$).

Modelo	Dirección	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$	Δ_{max} (cm)
Estructura sin refuerzo sin muros ligados	E-W	5.69	24.74
Estructura sin refuerzo con muros ligados	E-W	0.61	1.06
Estructura con refuerzo sin muros ligados	E-W	0.20	0.52
Estructura sin refuerzo con muros	N-S	0.39	0.25
Estructura con refuerzo con muros	N-S	0.88	0.25

Para la dirección N-S no se puede hablar propiamente de una demanda de ductilidad, los valores de la tabla 6.3 nos indican que el comportamiento es lineal, tal como lo demuestran los comportamientos histeréticos, en donde se observan distorsiones menores a 0.0005. Esto se debe a que la estructura es muy rígida en esa dirección debido a los muros estructurales, que además, la hacen muy resistente. Se puede observar también que el desplazamiento máximo no cambia en esa dirección al colocar los cables, esto se debe a que los cables de presfuerzo no participan en la resistencia ni en la rigidez del sistema en la dirección N-S.

6.3.2 Sistemas equivalentes de un grado de libertad del cuerpo A

Al igual que el caso anterior, se estudiaron varios sistemas equivalentes en el cuerpo A. En la dirección E-W los sistemas estudiados son los mismos que el caso anterior, es decir: a) cuando se despreja la participación de los muretes en el comportamiento de la estructura original, b) cuando si se consideran y, c) cuando se toma en cuenta la condición reforzada del cuerpo A con los cables de presfuerzo, sin la participación de los muros en el comportamiento. Las características de los modelos se resumen en la tabla 6.4. Al igual que para el cuerpo B del plantel, la presencia de los cables en el sistema de un grado de libertad aumenta 6.7 veces la rigidez con respecto a la estructura original sin muros ligados.

Tabla 6.4 Características de los SGL del cuerpo A, dirección E-W				
Modelo	Te (s)	Me (Ton - s²/m)	He (m)	Ke (Ton/m)
Estructura sin refuerzo sin muros ligados	0.700	143.53	6.64	11583
Estructura sin refuerzo con muros ligados	0.357	142.14	6.63	44132
Estructura con refuerzo de cables sin muros ligados	0.273	145.34	6.62	76920

En la dirección N-S, se estudiaron dos sistemas equivalentes que toman en cuenta la presencia de los muros estructurales en algunos marcos, con y sin el refuerzo de los cables de prefuerzo. La tabla 6.5 resume las características de estos sistemas. Para estos modelos, la presencia de los cables poco influyen en la rigidez del sistema equivalente, y por ello ambos sistemas son muy similares. La tabla 6.6 presenta los resultados obtenidos para estos modelos y en las figuras 6.6 y 6.7 se muestran las curvas histeréticas del cuerpo A en las direcciones estudiadas.

Tabla 6.5 Características de los SGL del cuerpo A, dirección N-S				
Modelo	Te (s)	Me (Ton - s²/m)	He (m)	Ke (Ton/m)
Estructura sin refuerzo con muros ligados	0.174	133.33	6.80	173975
Estructura con refuerzo con muros ligados	0.175	134.66	6.80	174100

De los resultados obtenidos, se tiene que la estructura original sin refuerzo en la dirección E-W es más estable que el cuerpo B, pues la demanda de ductilidad es menor, así como el desplazamiento máximo. Su comportamiento es ligeramente no lineal y presenta menos degradación. Las distorsiones en este sistema están por el orden 0.007. La estructura mejora su comportamiento al considerar la presencia de los muros, pues el desplazamiento máximo disminuye notablemente, su comportamiento es lineal y las distorsiones son del orden de 0.001. Para la estructura sin muros y con cables de prefuerzo, se observa que mejora el comportamiento en la dirección E-W, con una respuesta en el rango elástico y con distorsiones por debajo de las especificadas como límite en el RCDF-87.

Tabla 6.6 Demandas de ductilidad SGL cuerpo A			
Modelo	Dirección	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$	Δ_{max} (cm)
Estructura sin refuerzo sin muros ligados	E-W	1.12	5.18
Estructura sin refuerzo con muros ligados	E-W	0.63	0.96
Estructura con refuerzo sin muros ligados	E-W	0.10	0.25
Estructura sin refuerzo con muros	N-S	0.41	0.27
Estructura con refuerzo con muros	N-S	0.57	0.18

Para la dirección N-S del cuerpo A se presenta el mismo fenómeno que para el cuerpo B en esa misma dirección. Puesto que la estructura es muy rígida por los muros de mampostería estructurales, esta permanece prácticamente lineal con niveles de distorsión menores a 0.0005, por ello no se puede hablar propiamente de una demanda de ductilidad. Por otro lado, el efecto de la presencia de los cables de presfuerzo en el sistema disminuye ligeramente su desplazamiento dinámico máximo.

6.3 Sistemas equivalentes de un grado de libertad de las estructuras original y reforzada del plantel EP2

Se estudiaron varios sistemas equivalentes en el plantel EP2 en ambas direcciones. En la dirección E-W se estudiaron sistemas en los cuales se desprecia la presencia de los muretes en la estructura original y cuando se considera que los muretes están ligados a los marcos de la estructura y por lo tanto contribuyen en su comportamiento. Se estudió también el comportamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad tomando en cuenta la condición reforzada del plantel con los cables de presfuerzo y sin considerar la participación de los muretes en el comportamiento. Las características de los modelos mencionados se resumen en la tabla 6.7.

De la tabla 6.7 se deduce observar que la presencia de los cables en el SGL aumenta en 13.8 veces la rigidez equivalente con respecto a la estructura original sin muros ligados. Asimismo, las alturas equivalentes en los tres modelos son similares, al igual que sus masas equivalentes.

Modelo	Te (s)	Me (Ton - s ² /m)	He (m)	Ke (Ton/m)
Estructura sin refuerzo sin muros ligados	1.160	110.69	8.84	3249
Estructura sin refuerzo con muros ligados	0.639	109.38	8.83	10848
Estructura con refuerzo de cables sin muros ligados	0.316	113.26	8.81	44705

En la dirección N-S, en donde se encuentran algunos marcos con muros de mampostería y de concreto reforzado, se estudiaron dos sistemas equivalentes de un grado de libertad, en donde se involucra la presencia de los muros con y sin el refuerzo proporcionado por los cables de presfuerzo. En la tabla 6.8 se resumen las características de los modelos obtenidos. Se puede apreciar que los SGL en esta dirección son casi idénticos y que la presencia de los cables poco influyen en la rigidez del sistema equivalente.

Modelo	Te (s)	Me (Ton - s ² /m)	He (m)	Ke (Ton/m)
Estructura sin refuerzo con muros ligados	0.117	88.34	9.51	257300
Estructura con refuerzo con muros ligados	0.117	88.41	9.51	257700

En la tabla 6.9 se resumen los resultados obtenidos para los modelos descritos anteriormente al ser sometidos a la acción de los acelerogramas artificiales. En las figs. 6.8 y 6.9 se presentan las curvas histeréticas para los modelos del cuerpo B en las direcciones estudiadas.

Se puede observar que la estructura original sin refuerzo de los cables en la dirección EW tiene una gran demanda de ductilidad y el desplazamiento máximo es considerable, además, se observa en la gráfica que su comportamiento histerético es fuertemente inelástico y que se degrada rápidamente. Asimismo, se puede verificar que las distorsiones que se presentan son del orden de 0.01, que superan a las marcadas como límite por el RCDF-87, lo anterior indica que la estructura debería colapsar. El comportamiento de la estructura mejora sensiblemente si se considera la participación de

los muros, ya que el desplazamiento máximo disminuye notablemente. También se aprecia que el comportamiento es lineal y las distorsiones bajan notablemente, siendo estas menores de 0.005. La adición de los cables de presfuerzo mejora notablemente el comportamiento de la estructura en la dirección E-W, haciendo que ésta se comporte dentro del rango lineal y presente distorsiones muy por debajo de las señaladas por el reglamento de construcciones del D.F. ($\delta = 0.006$).

Tabla 6.9 Demandas de ductilidad SGL plantel EP2			
Modelo	Dirección	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$	Δ_{max} (cm)
Estructura sin refuerzo sin muros ligados	E-W	3.41	27.67
Estructura sin refuerzo con muros ligados	E-W	0.97	4.24
Estructura con refuerzo sin muros ligados	E-W	0.26	0.76
Estructura sin refuerzo con muros	N-S	0.24	0.12
Estructura con refuerzo con muros	N-S	0.29	0.12

Para la dirección N-S, se observa en los modelos bajo estudio que los comportamientos histeréticos de ambos sistemas son lineales y sus distorsiones son menores a 0.0005, debido a que la estructura es muy rígida en esa dirección por la presencia de los muros estructurales, además de poseer una gran resistencia.

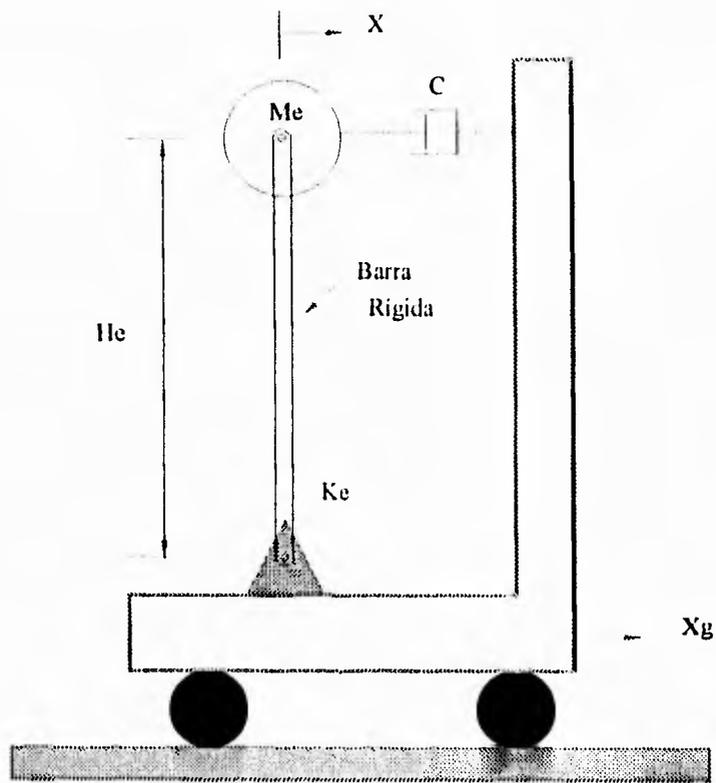


Figura 6.1 Sistema equivalente de un grado de libertad

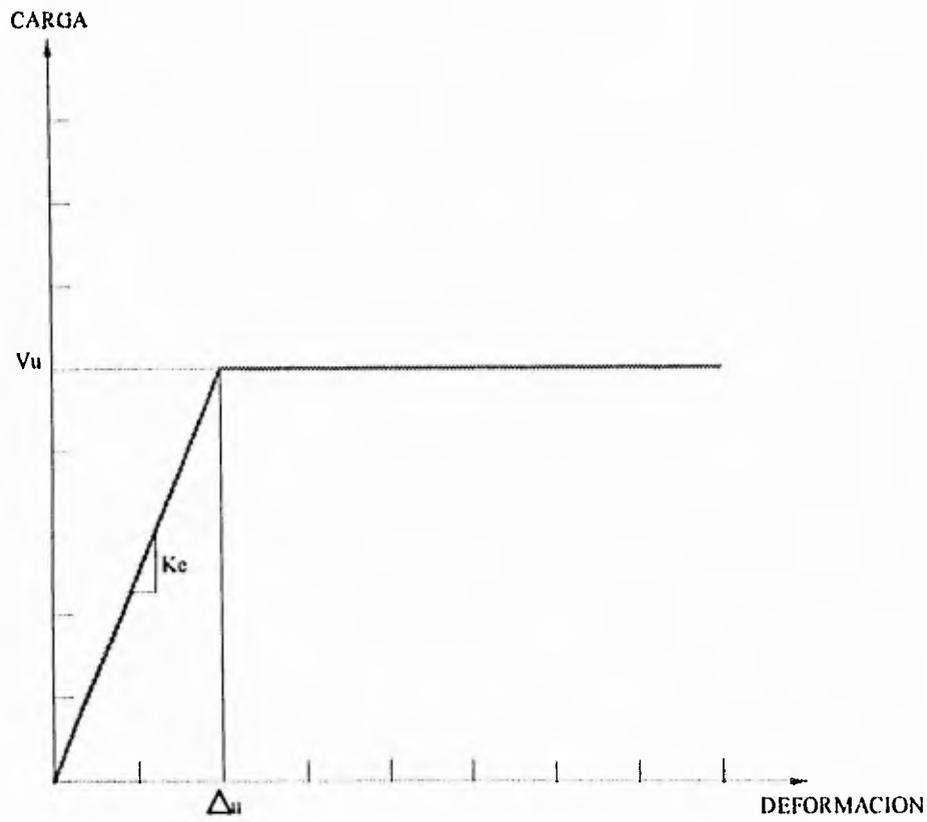


Figura 6.2 Modelo elastoplástico

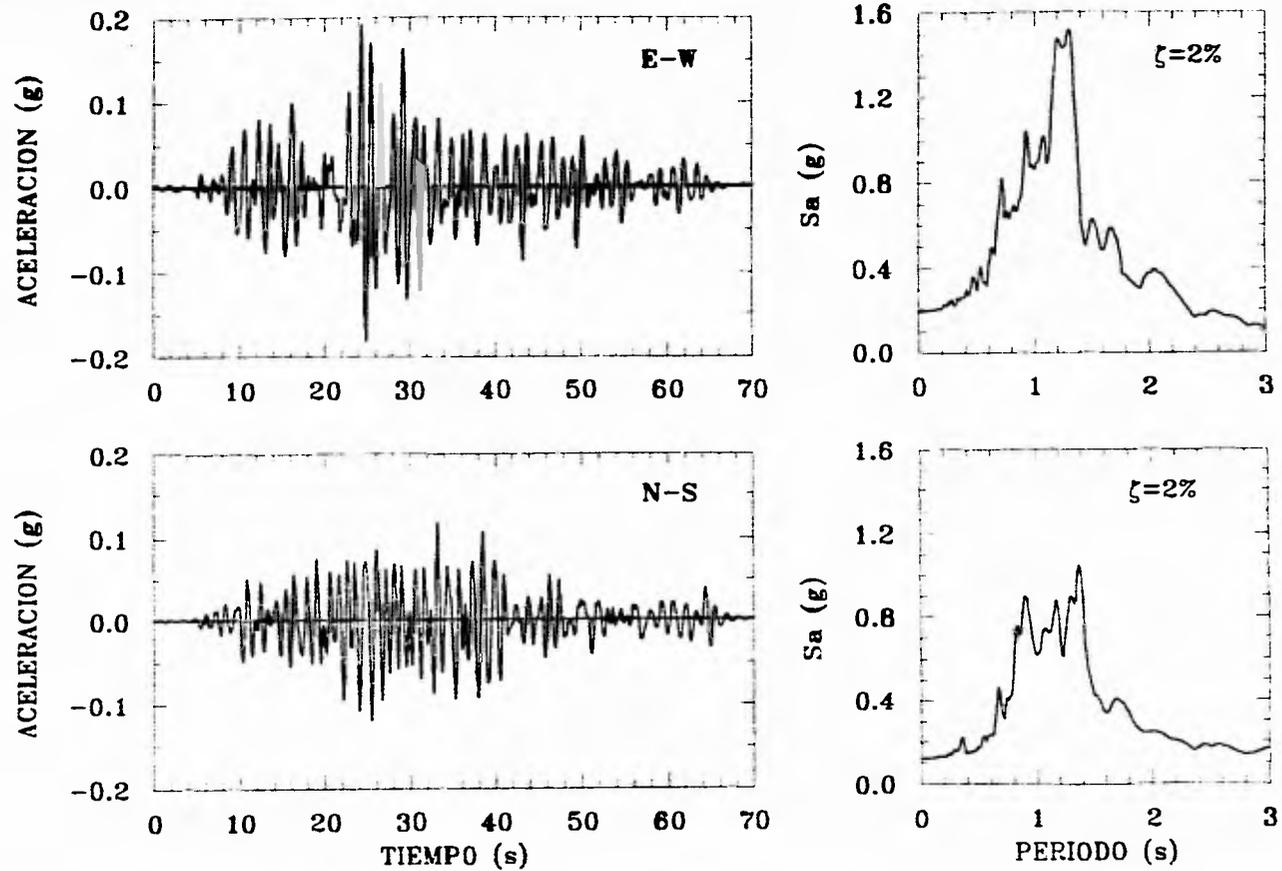
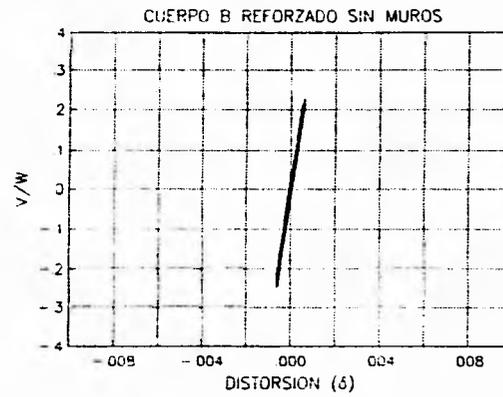


Figura 6.3 Acelerogramas sinteticos de sitio para un sismo simulado de $M_s=8.1$



PARAMETROS

W = 522700 kg
 ite = 662 cm

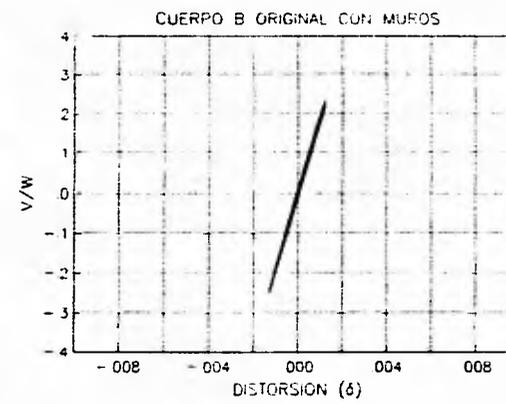
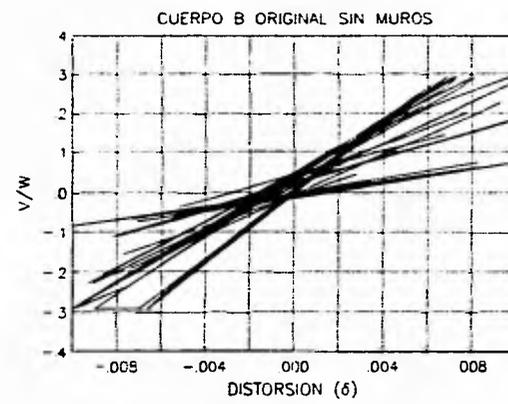
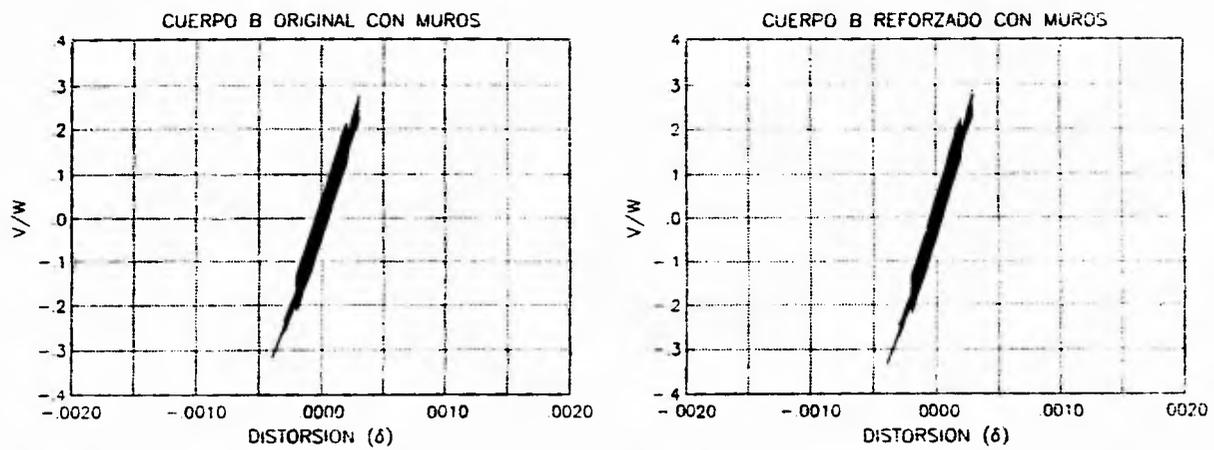


Figura 6.4 Comportamiento histerético del cuerpo B, E-W

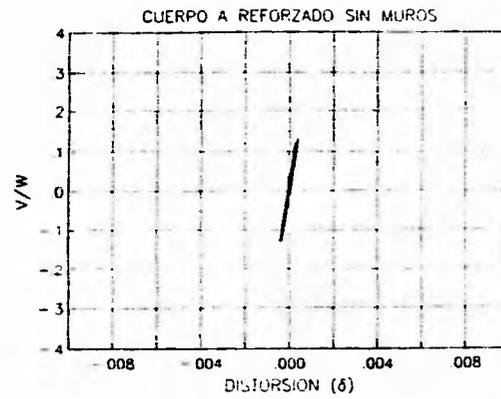


PARAMETROS

$W = 522700 \text{ kg}$

$H_e = 677 \text{ cm}$

Figura 6.5 Comportamiento histerético del cuerpo B, N-S



PARAMETROS

W = 1408000 kg

He = 663 cm

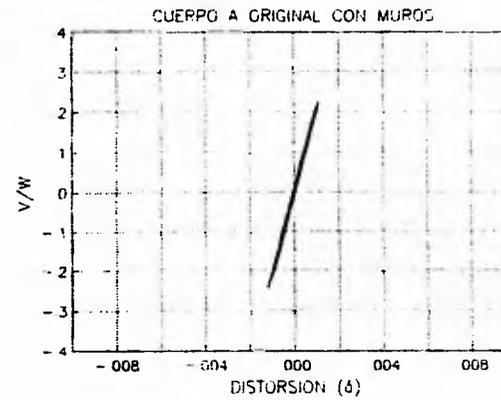
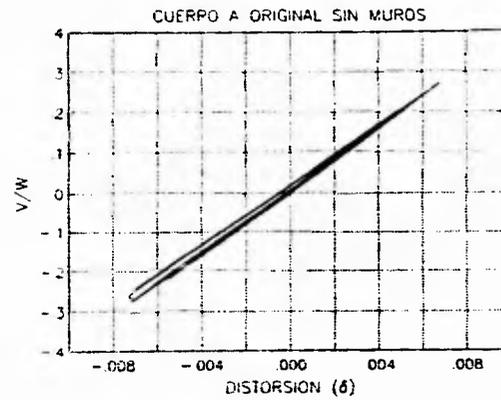
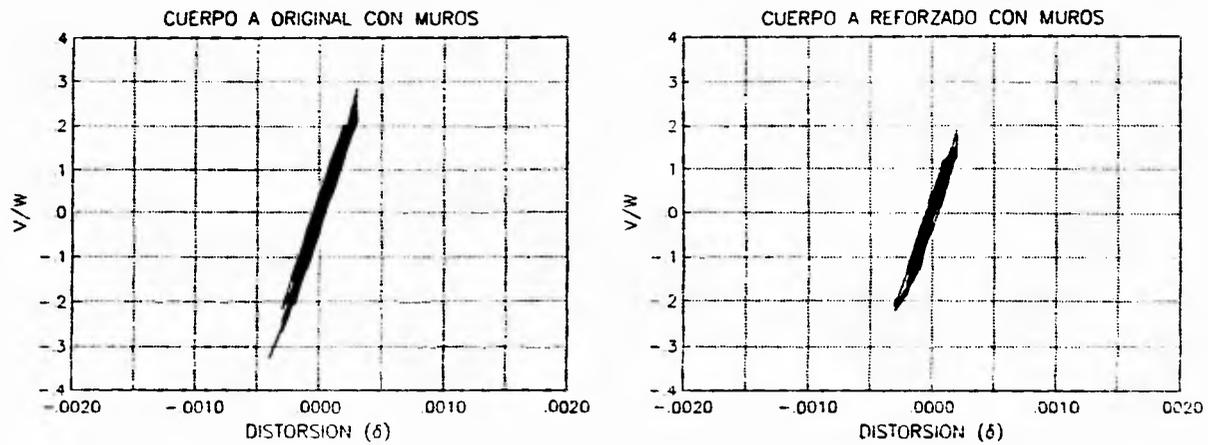


Figura 6.6 Comportamiento histérico del cuerpo A, E-W

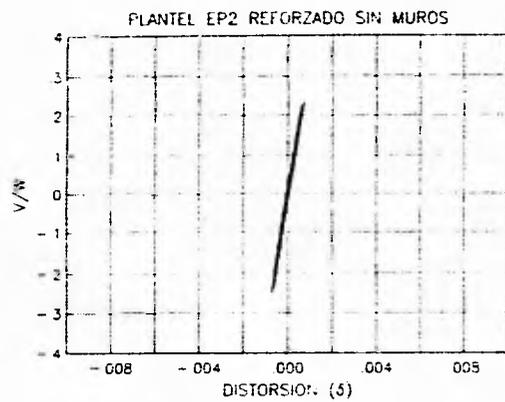


PARAMETROS

W = 1408000 kg

H_e = 680 cm

Figura 6.7 Comportamiento histerético del cuerpo A, N-S



PARAMETROS

W = 1111000 kg

He = 884 cm

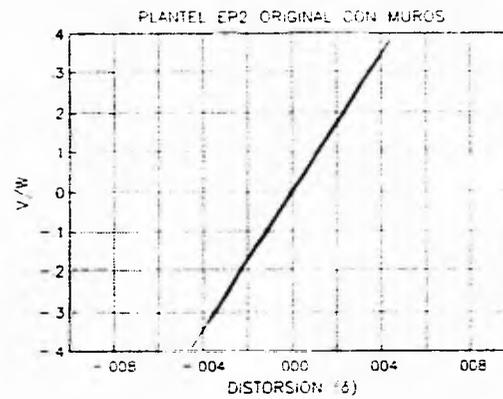
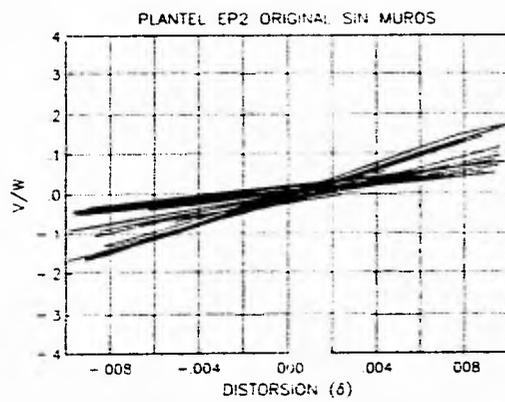
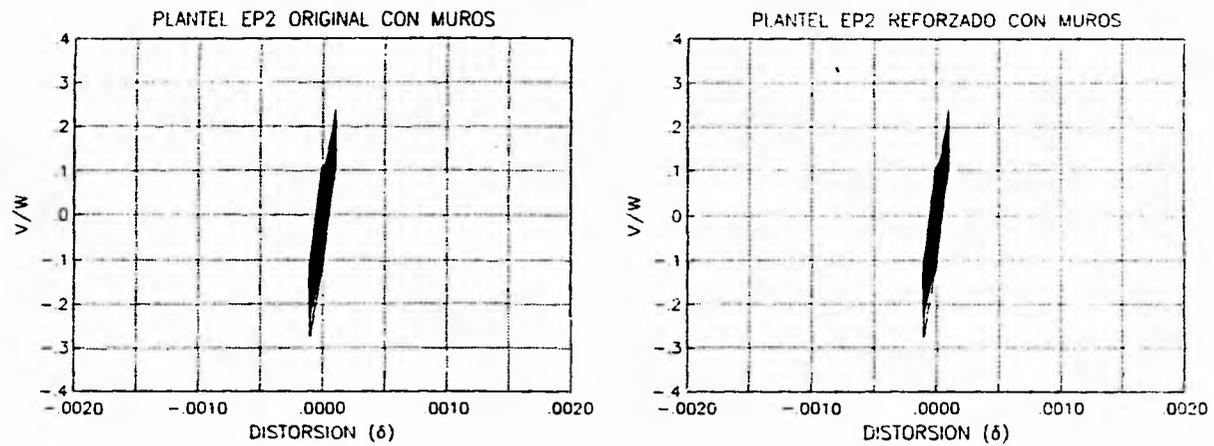


Figura 6.8 Comportamiento histérico del plantel EP2, E-W



PARAMETROS

$W = 1111000 \text{ kg}$

$H_e = 951 \text{ cm}$

Figura 6.9 Comportamiento histerético del plantel EP2, N-S

CAPITULO 7

ANALISIS NO LINEALES DE LOS PLANTELES ORIGINALES Y REFORZADOS CON MODELOS BIDIMENSIONALES EQUIVALENTES

7.1 Análisis no lineales de los planteles original y reforzado con cables de presfuerzo, correspondiente a la estructura EPI.

Se elaboraron modelos bidimensionales de la estructura original y reforzada para determinar su comportamiento ante la sollicitación de un sismo característico en la dirección E-W, que es la dirección de refuerzo con los cables. Para ello, se utilizó el programa de análisis dinámico no lineal DRAIN-2DX (Prakash et al, 1992) y el acelerograma artificial generado para la dirección E-W, presentado la fig 6.3. No se generaron modelos en la dirección N-S, pues como se mostró con anterioridad, las estructuras son muy rígidas en esta dirección debido a la presencia de muros estructurales de mampostería, los cuales permiten que estas tengan un comportamiento prácticamente lineal, con distorsiones muy por abajo de las máximas permitidas por el reglamento. Además, las estructuras no sufrieron modificaciones en esta dirección.

Los modelos elaborados para la dirección E-W, tomaron en cuenta la presencia o no de los muros de mampostería a media altura, en la condición original y reforzada, esto para analizar los comportamientos que se pueden presentar y comprender como participan los diferentes elementos estructurales ante una sollicitación dinámica. Las hipótesis en el modelado de las estructuras respecto a módulos de elasticidad y resistencia del concreto y piezas de mampostería fueron las mismas que se emplearon para el análisis elástico y siguiendo las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias de Concreto y Mampostería del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-87, 1987). Asimismo, se tomaron en cuenta en el modelado, las cargas gravitacionales debidas por carga muerta y las cargas vivas reducidas, según lo especificado por el reglamento. Para los casos analizados, se elaboraron gráficas comparativas de distorsiones máximas y cortantes máximos de entrepiso, para poder concluir sobre cada una de las modelaciones realizadas. Asimismo, se elaboraron curvas histeréticas $\delta - V/W$ de cada modelo analizado, para revisar el comportamiento de éstos ante la presencia del sismo generado.

7.1.1 Análisis dinámicos no lineales del cuerpo B del plantel EP1

Se construyeron varios modelos del cuerpo B, tanto del eje A como del B para observar como influían en el comportamiento de la estructura, los muros de media altura y los muretes de los ventanales. Los modelos en estudio son : a) condición original, sin cables y sin muros, b) con muretes del eje A, sin cables, c) con muros de media altura del eje B, sin cables, d) con muretes del eje A, con cables, e) con muros de media altura del eje B, con cables y f) condición original, sin muros, con cables.

Al observar los resultados de los análisis de los modelos con los muretes del eje A, se puede concluir que su comportamiento es similar al de los modelos sin muros ya sea con o sin refuerzo de los cables. Esto se puede explicar ya que los muretes son cortos y no restringen un porcentaje considerable de la columna, pues en ese eje se encuentran ventanales que cubren gran parte de la altura del entrepiso. Debido a lo anterior, al presentarse el sismo y deformar a la columna, ésta sólo recarga una porción de su longitud sobre el murete, no siendo suficiente para disminuir las deformaciones.

Lo anterior no sucede para los modelos con los muros de media altura del eje B, en donde se observa una participación considerable de estos en el comportamiento de la estructura. Estos muros, como se mencionó con anterioridad, cubren casi toda la altura del entrepiso, terminando en unas pequeñas ventilas para las aulas. Se puede observar en la figura 7.2 y 7.3, al comparar las distorsiones máximas de los modelos y los cortantes máximos de entrepiso, que al considerar la condición original sin muros y sin refuerzo, las distorsiones están por arriba de las marcadas por el reglamento y los cortantes de entrepiso son considerables. Dichos valores pueden llevar a concluir que la estructura bajo estas condiciones pueda fallar, y de hecho se forma un mecanismo de falla, como lo muestra la figura 7.1, en el cual prácticamente todas las columnas de la planta baja se articulan en su base y parte superior, concordando con los resultados del análisis al límite realizado. Si se considera la participación de los muros en la respuesta de la estructura, se puede observar que las distorsiones bajan considerablemente, manteniéndose debajo de el límite $\delta = 0.006$ recomendado por el reglamento, así mismo los cortantes de entrepiso bajan dramáticamente, aunque se forma una zona de concentración de distorsiones y cortante en donde no existe muro, pudiéndose crear un mecanismo de columna corta.

Cuando se coloca el refuerzo de los cables de presfuerzo (figura 7.2), se observa que las distorsiones y cortantes de entrepiso bajan considerablemente, tanto para la

condición sin muros como para la original con muros; también se logra que la concentración de distorsiones y cortantes en la zona de la columna corta sea menor. Se puede apreciar de la figura 7.4 que un fuerte porcentaje del cortante de entepiso es tomado por los muros de mampostería, permitiendo que las columnas tomen una fracción muy pequeña, sin embargo, la columna toma todo el cortante al terminar el muro, concentrándose dicho cortante en una pequeña longitud de columna.

Al observar las figuras 7.5 a 7.8, se nota claramente que la presencia de los muros permite que la estructura trabaje en el rango lineal, lo cual no sucede si no se consideran los muros, ya que la estructura sale del rango lineal y comienza a degradarse, presentando fuertes distorsiones que la pueden llevar a la falla. También se hace notar el efecto de columna corta que provocan los muros de media altura, dicho efecto puede generar la falla en esa zona si no se detalla adecuadamente. Por otro lado, la adición de los cables de presfuerzo provoca que la estructura trabaje dentro del rango lineal, aún cuando no se considera la presencia de los muros, en donde las distorsiones permanecen abajo de las máximas permisibles y sin presentarse el efecto de columna corta de manera tan crítica con respecto a las condiciones actuales.

En la figura 7.9 se muestra la variación de la carga axial en dos cables de presfuerzo seleccionados, con respecto al tiempo. El presfuerzo inicial es afectado por las cargas gravitacionales, pero el presfuerzo no se pierde en ningún momento, por ello, la rigidez lateral proporcionada por el refuerzo no cambia durante la excitación sísmica. Se puede observar que la variación de la carga axial es menor cuando los muros son incluidos en el modelo. También se observa que el comportamiento de los cables, en este caso, no depende de la posición que tienen en la estructura, como lo muestran los cables de esquina y central de la figura citada.

Se puede concluir para el cuerpo B del plantel EPI que los muros ayudan a mantener a la estructura en el rango lineal, ya que sin éstos la posibilidad de colapso era inminente, aunque la presencia de los muros provoque concentración de cortante y distorsión que se pueden traducir en el efecto de columna corta. Esto obliga a tener un mejor detallado de la zona de concentración para evitar la falla. Por otro lado, los cables de presfuerzo mejoran notablemente las características dinámicas de la estructura, aún cuando no se consideran los muros en el modelo. Además, los cables no pierden en ningún momento su presfuerzo, por lo que representan una solución muy adecuada para el refuerzo del cuerpo B.

7.1.2 Análisis dinámicos no lineales del cuerpo A del plantel EPI

Se realizaron varios modelos del cuerpo A, solo del eje B, pues como se mostró para el cuerpo B, los muretes que se encuentran en el eje A no participan significativamente en el comportamiento dinámico de la estructura, debido a su tamaño. Por lo tanto, para el cuerpo A sólo se modelaron los muros de media altura, siendo estos modelos : a) condición original, sin cables y sin muros, b) con muros de media, altura sin cables, c) con muros de media altura con cables y d) condición original, sin muros con cables.

De los resultados obtenidos se puede observar que los muros también participan importantemente en el comportamiento dinámico del cuerpo A. De las figuras 7.11 y 7.12, se puede comparar la respuesta de los modelos sin refuerzo con y sin muros de media altura. Cuando no se consideran los muros intermedios, los valores de las distorsiones máximas están por arriba de las permitidas por el reglamento, llegando a ser inclusive del orden de $\delta = 0.017$. Asimismo, los valores del cortante de entrepiso llegan a ser considerables. Los valores pueden reflejar que bajo estas condiciones, la estructura pudiera alcanzar el colapso, como lo muestra la figura 7.10, donde se forma un mecanismo en el tiempo mostrado, en el cual prácticamente todas las columnas de la planta baja están articuladas en su base y en la parte superior, así como las vigas del primer piso que se encuentran articuladas en ambos extremos, lo cual permite suponer que la estructura falle mediante un comportamiento de naturaleza frágil por colapso de la planta baja. Este mecanismo concuerda con los resultados obtenidos del análisis al límite del cuerpo A en su condición original, sin muros y sin refuerzo de los cables. El comportamiento mejora bastante si ahora se modelan los muros, y se puede observar que las distorsiones máximas bajan dramáticamente hasta colocarse por debajo del límite $\delta = 0.006$ marcado por el reglamento. Por otro lado, los cortantes de entrepiso disminuyen considerablemente, pero nuevamente se nota la concentración de distorsiones y cortantes en la zona libre de muros, en donde el cortante de entrepiso llega a ser prácticamente igual al presentado en la condición sin muros intermedios, siendo así más factible la presencia del efecto de columna corta en la estructura.

Al modelar el refuerzo proporcionado por los cables de presfuerzo, el comportamiento mejora considerablemente, ya que para la condición sin muros intermedios, las distorsiones son muy pequeñas así como los cortantes de entrepiso, lo mismo sucede en el caso en que se consideran los muros intermedios, pues además que bajan las distorsiones y cortantes, la concentración en la zona libre de la columna es mucho menor en comparación a la presentada para la condición sin refuerzo con muros. Se puede apreciar de la figura 7.13 que un fuerte porcentaje del cortante de entrepiso es tomado por los muros de mampostería, permitiendo que las

columnas tomen una fracción muy pequeña. Sin embargo, la columna toma todo el cortante al terminar el muro, concentrándose dicho cortante en una pequeña longitud de columna.

Del comportamiento histerético de los modelos en las figuras 7.14 a 7.17, se ve claro que los muros intermedios permiten que la estructura permanezca en el rango lineal, aunque se corre el riesgo del efecto de columna corta y se puede observar que, en esa zona, las distorsiones son aproximadamente cuatro veces más grandes que las presentadas en la zona de los muros intermedios. Sin embargo, si no se consideraran los muros en el comportamiento, se observa que la planta baja de la estructura sale del rango elástico y comienza a degradarse presentando fuertes distorsiones, que pueden llevar al colapso de dicho entrepiso. La adición de los cables de presfuerzo permite que la estructura trabaje en el rango lineal, aún para la condición sin los muros intermedios, pues se logran distorsiones dentro de los límites permitidos y bajan los cortantes de entrepiso considerablemente. Para el caso con los muros intermedios, la concentración de deformaciones y cortantes bajan, pero aún se puede presentar el efecto de columna corta en la estructura.

Al observar el comportamiento de dos cables seleccionados en la figura 7.18, se confirma que el presfuerzo no se pierde en ningún momento durante la excitación dinámica y, por lo tanto, la rigidez lateral no cambia durante el evento. Se observa que la variación de la carga axial ya no disminuye fuertemente por la presencia de los muros intermedios, como se mostró en el cuerpo B, e inclusive, se aprecia que en ciertos momentos la variación de la carga axial puede ser mayor cuando se incluyen los muros en el modelo. Esto puede atribuirse al contenido de frecuencias del acelerograma que lleva a la estructura con los muros a responder con cargas y deformaciones mayores.

Con lo anteriormente expuesto, se puede concluir que los cuerpos de la estructura EP1 sobrevivieron al sismo del Michoacán de 1985, gracias a que los muros intermedios participaron en la respuesta de las estructuras, permitiéndoles permanecer en el rango lineal. Sin embargo, la presencia de los muros induce la aparición de un mecanismo frágil de columna corta que obliga a tener un mejor detallado de las columnas en las zonas libres de muro. El refuerzo proporcionado por los cables de presfuerzo, permite que las estructuras trabajen en el rango lineal con bajas distorsiones y reduce los cortantes de entrepiso sobre todo en las columnas originales, además, la fuerza de presfuerzo inicial es adecuada, pues no se pierde en ningún momento de la excitación dinámica, aunque para el caso del cuerpo A, los muros intermedios pueden provocar que la variación de la carga axial aumente. En general, el refuerzo proporcionado por los cables de presfuerzo es una solución efectiva para los cuerpos A y B del plantel EP1.

7.2 Análisis dinámicos no lineales de los planteles original y reforzado con cables de presfuerzo, correspondiente a la estructura EP2.

Se elaboraron modelos bidimensionales de la estructura original y reforzada para determinar el comportamiento de las estructuras ante la sollicitación de un sismo característico en la dirección E-W; para ello, se utilizó el programa de análisis dinámico no lineal DRAIN-2DX (Prakash et al, 1992) y el acelerograma artificial generado para la dirección E-W, presentado en la fig 6.3. Se mostró que en la dirección E-W se pueden presentar comportamientos no lineales, pudiéndose presentar degradaciones que lleven al colapso a la estructura.

Las hipótesis en el modelado de las estructuras respecto a módulos de elasticidad y resistencia del concreto y piezas de mampostería fueron las mismas empleadas a lo largo de este estudio. Se realizaron varios modelos del eje B del plantel EP2, siendo estos modelos : a) condición original, sin cables y sin muros, b) con muros de media altura, sin cables, c) con muros de media altura con cables y d) condición original, sin muros, con cables.

Al analizar los resultados obtenidos, lo primero que salta a la vista son las distorsiones que sufre el modelo original sin los muros intermedios, Dichas distorsiones llegan a ser del orden de $\delta = 0.05$, muy por arriba de los límites establecidos; además los cortantes de entrepiso son considerablemente grandes por lo que se puede concluir que la estructura original falla en estas condiciones mediante el mecanismo que se muestra en la figura 7.19. Dicho mecanismo consiste en la falla frágil de la planta baja, provocada por la aparición de articulaciones en los extremos de las columnas. En las figuras 7.20 y 7.21 también se muestra que, al tomar en cuenta la participación de los muros en el modelo, las distorsiones se encuentran sobre el límite $\delta = 0.012$ y los cortantes de entrepiso se mantienen en un nivel alto, por lo que se puede esperar que bajo estas condiciones, algunos muros hayan sido agrietados por los niveles de deformación y de cortante. Podría esperarse que la adición de los muros mejoraran la respuesta del modelo, pero también se generaron algunas articulaciones como lo muestra la figura 7.19. Dichas articulaciones se forman en la parte donde terminan los muros, esto se debe a la concentración de cortante generando el efecto de columna corta en esa zona, provocando así la articulación que puede llevar al colapso de la estructura. Al incluir los cables de presfuerzo, el comportamiento mejora notablemente, bajando los niveles de distorsiones a niveles aceptables, así como los cortantes de entrepiso. Sin embargo, al modelar los cables de presfuerzo con los muros intermedios, se nota que

las distorsiones y los cortantes de entrepiso aumentan en comparación con el modelo sin los muros; se esperaría lo contrario, es decir, que las distorsiones y cortantes disminuyeran con los muros. Este fenómeno tal vez se deba a que al disminuir el periodo de vibrar de la estructura, por la adición de los muros, se lleve a la estructura a una zona dentro del espectro de respuesta, en donde se presenten aceleraciones mayores que las presentadas en el caso de la estructura sin muros, lo que se traduce en mayores fuerzas sísmicas y cortantes de entrepiso.

Se puede apreciar de la figura 7.22 que un porcentaje del cortante de entrepiso es tomado por los muros de mampostería, no siendo tan importante como para las estructuras del plantel EPI, sin embargo, la columna toma todo el cortante al terminar el muro, concentrándose dicho cortante en una pequeña longitud de columna.

Al observar el comportamiento histerético de los modelos en las figuras 7.23 a 7.26, se confirma que los muros intermedios permiten que la estructura no llegue al colapso y se observa que en la zona de columna corta de planta baja existe degradación, lo cual puede generar algún mecanismo de falla. Si no se consideraran los muros en el comportamiento, se observa que los cuatro niveles de la estructura salen del rango elástico y se degradan presentando fuertes distorsiones, que pueden llevar al colapso de la planta baja. La adición de los cables de presfuerzo permite que la estructura trabaje en el rango lineal, para la condición sin los muros intermedios se logran distorsiones dentro de los límites permitidos y bajan los cortantes de entrepiso considerablemente.

Al observar el comportamiento de dos cables seleccionados en la figura 7.27, se nota que el presfuerzo no se pierde en ningún momento durante la excitación dinámica, y por lo tanto, la rigidez lateral no cambia durante el evento. Se puede observar que la variación de la carga axial no disminuye fuertemente por la presencia de los muros intermedios, e inclusive, se puede apreciar que en ciertos momentos la variación de la carga axial puede ser mayor cuando se incluyen los muros en el modelo. Esto se puede deber, como ya se mencionó, a que al disminuir el periodo de vibrar de la estructura, por la adición de los muros, se lleve a dicha estructura a una zona dentro del espectro de respuesta, en donde se presenten aceleraciones mayores que las presentadas en el caso de la estructura sin muros.

Se puede concluir que la estructura EP2 sobrevivió al sismo del Michoacán de 1985, gracias a que los muros intermedios participaron en la respuesta de la estructura permitiéndole permanecer en el rango lineal. Dichos muros pueden haber sufrido agrietamientos debido a los niveles de distorsión y cortante mostrado, pudiendo

inclusive presentarse fluencias en algunos otros elementos estructurales. De hecho, la presencia de los muros provoca la aparición de fluencias que se pueden traducir en un mecanismo frágil de columna corta, que obliga a tener un mejor detallado de las columnas en las zonas libres de muro. El refuerzo proporcionado por los cables de presfuerzo permite que la estructura trabaje en el rango lineal, con bajas distorsiones y bajos cortantes de entrepiso, además, la fuerza de presfuerzo inicial es adecuada, pues no se pierde en ningún momento de la excitación dinámica. En general, el refuerzo proporcionado por los cables de presfuerzo es también una solución efectiva para el plantel EP2.

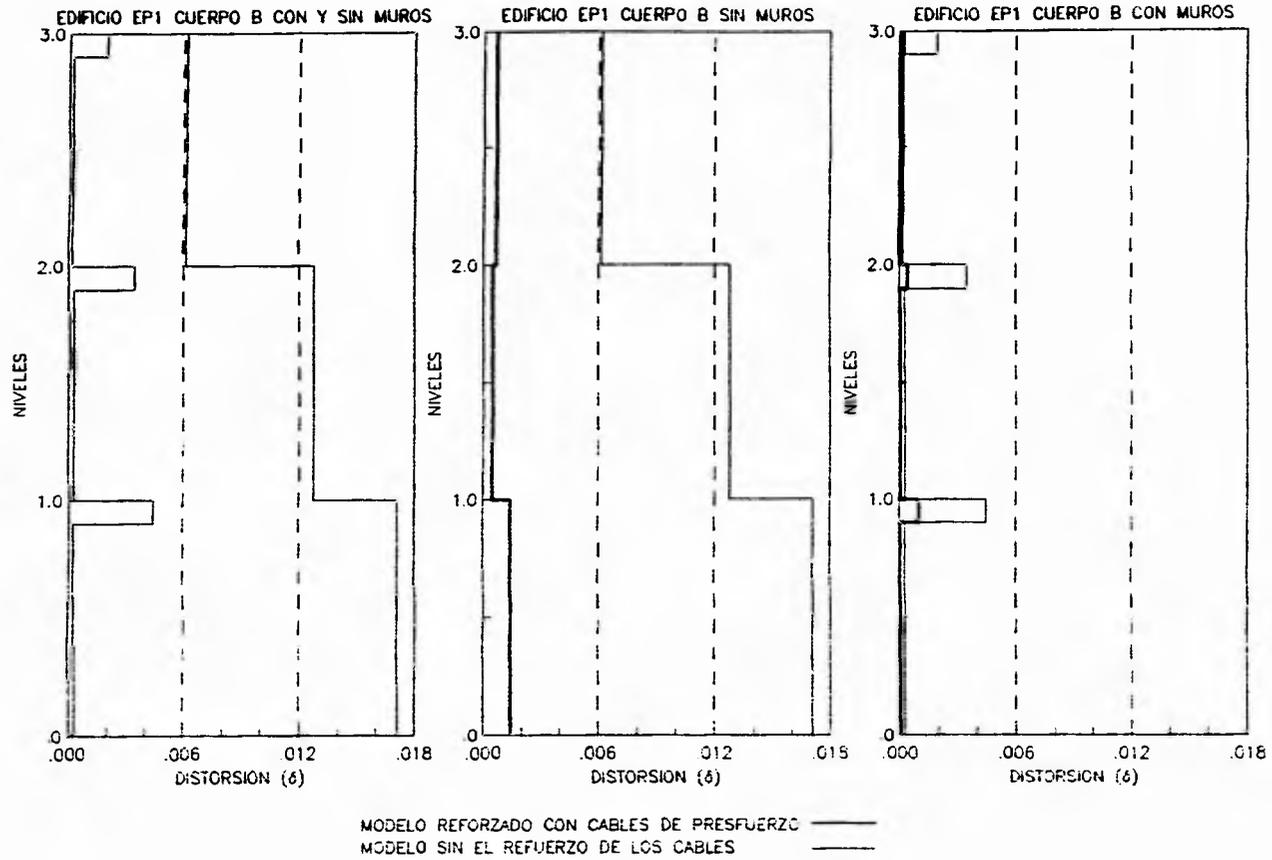


Figura 7.2 Distorsiones máximas cuerpo B

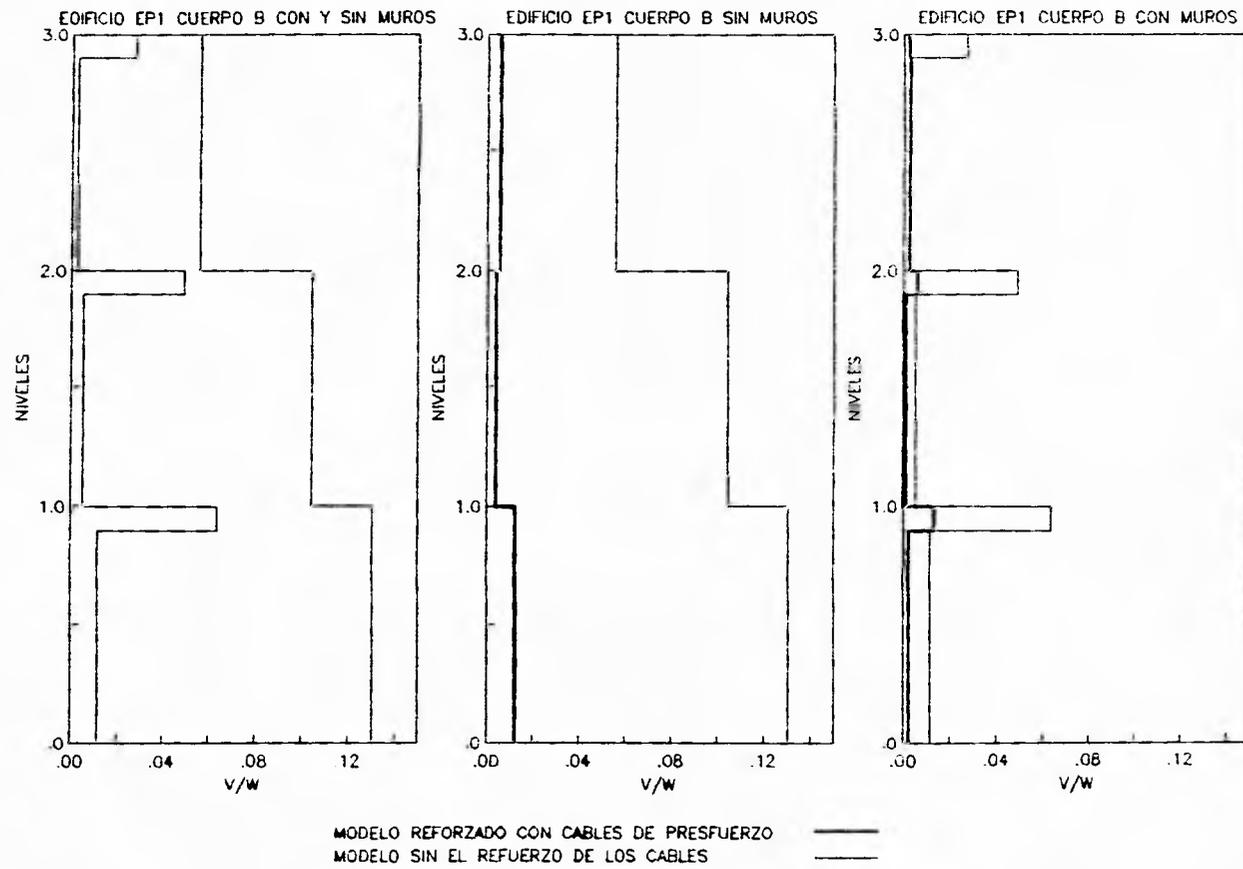
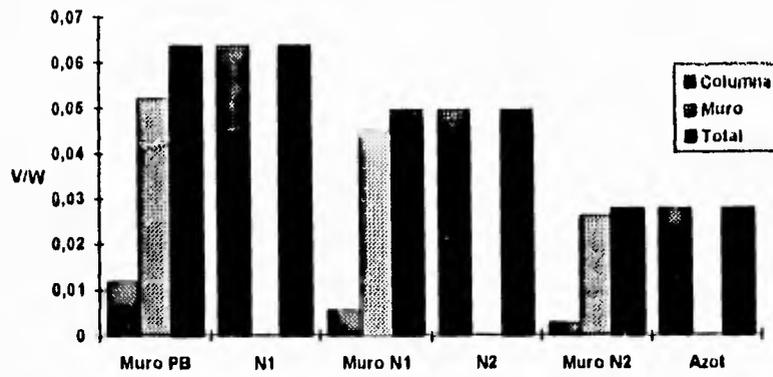
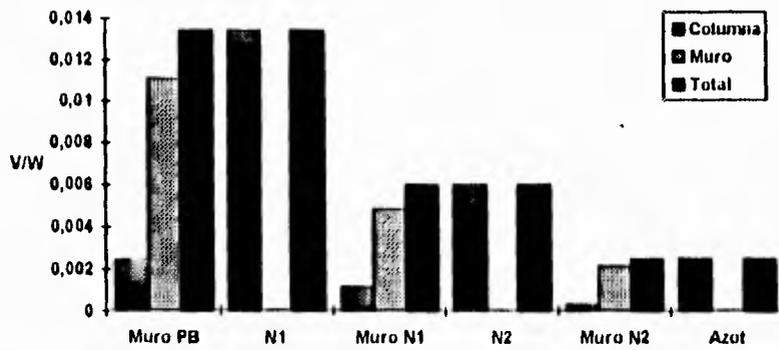


Figura 7.3 Cortantes máximos cuerpo B



Cuerpo B original



Cuerpo B reforzado

Figura 7.4 Cortantes de entrepiso en el Cuerpo B del plantel EP1

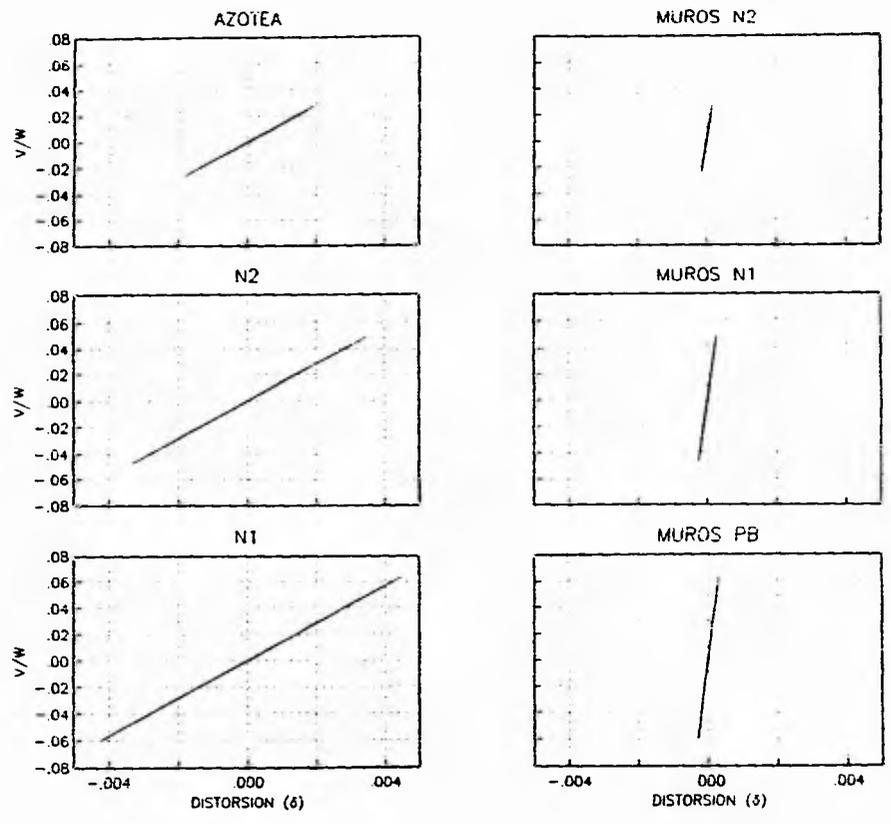


Figura 7.5 Cuerpo B original sin cables

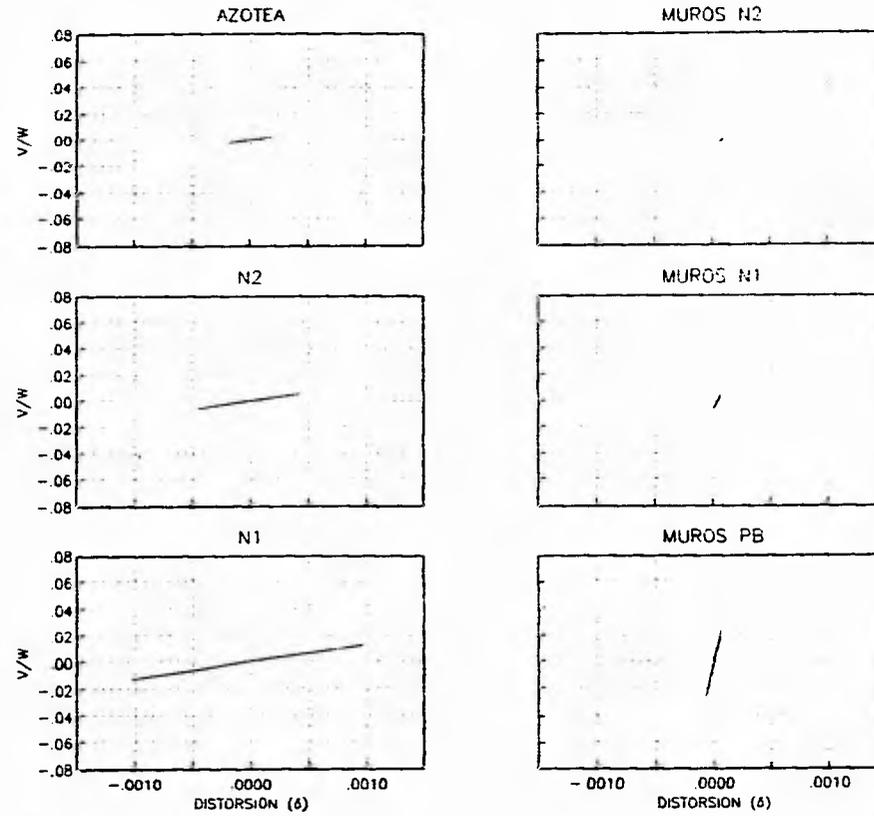


Figura 7.6 Cuerpo B original con cables

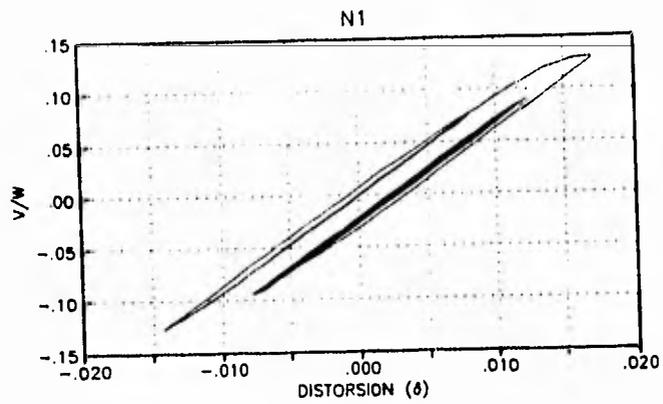
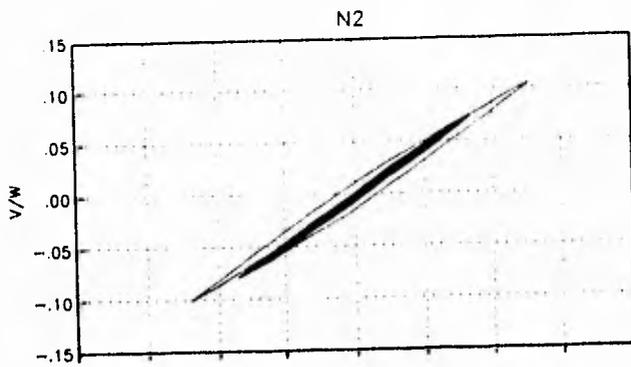
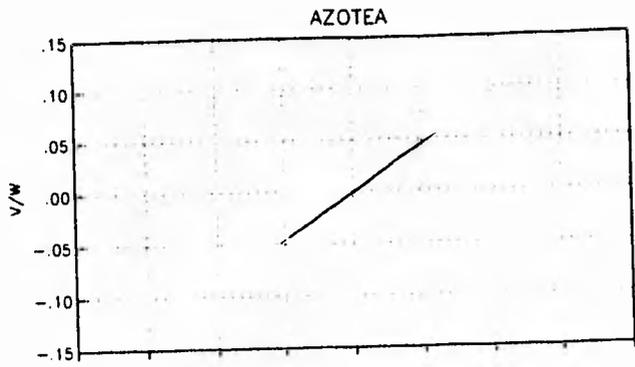


Figura 7.7 Cuerpo B sin muros y sin cables

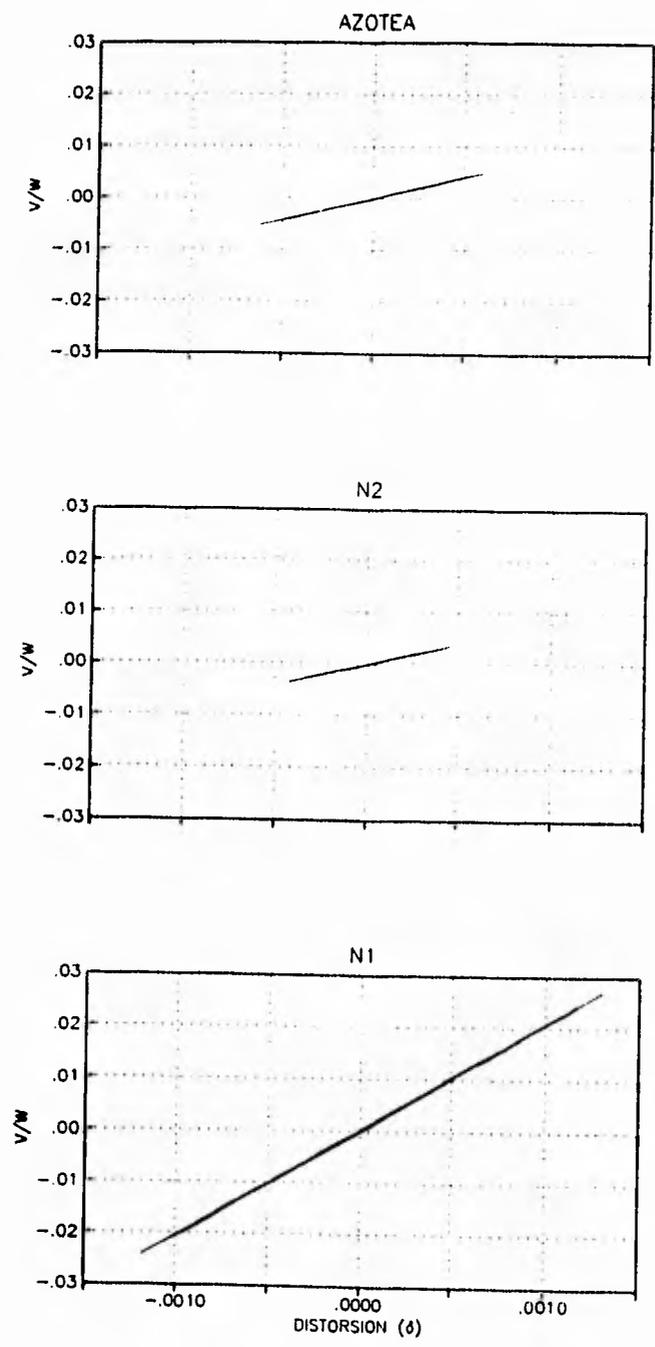


Figura 7.8 Cuerpo B sin muros con cables

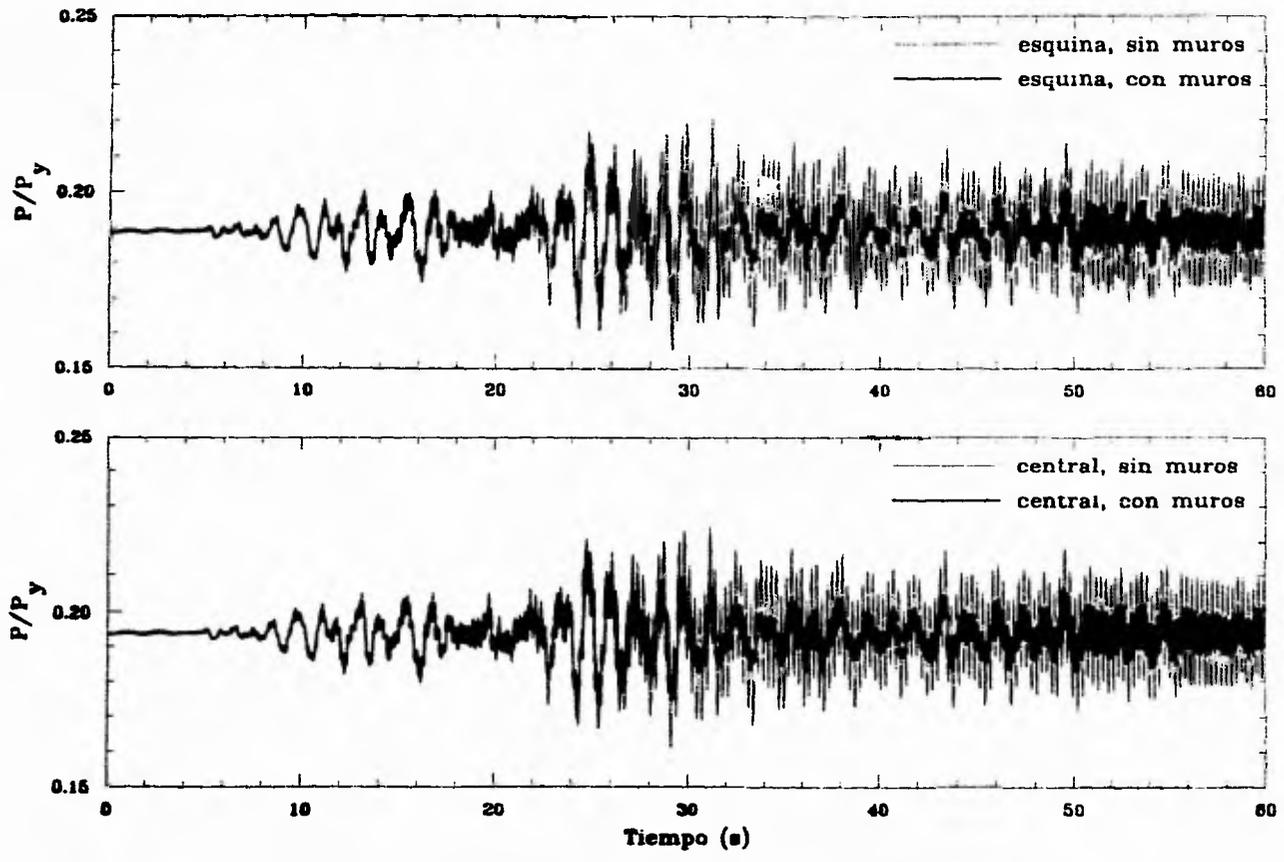
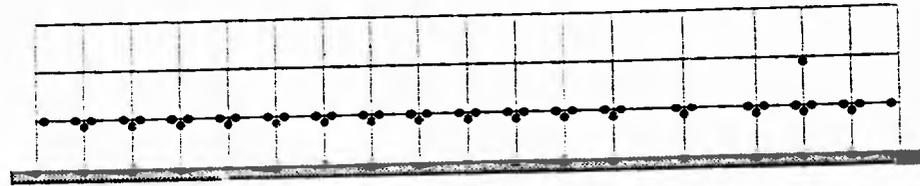
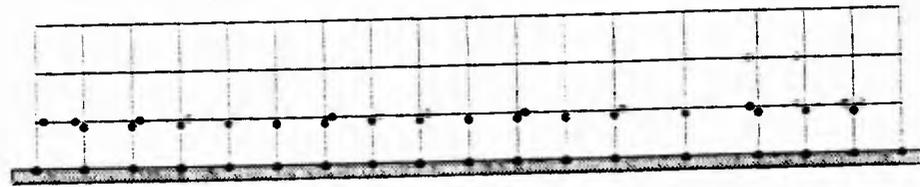


Figura 7.9 Variación de la carga axial en los cables de presfuerzo, plantel EP1, cuerpo B



t = 24.80 seg.



t = 24.40 seg.

Figura 7.10 Articulaciones en cuerpo A plantel EP1

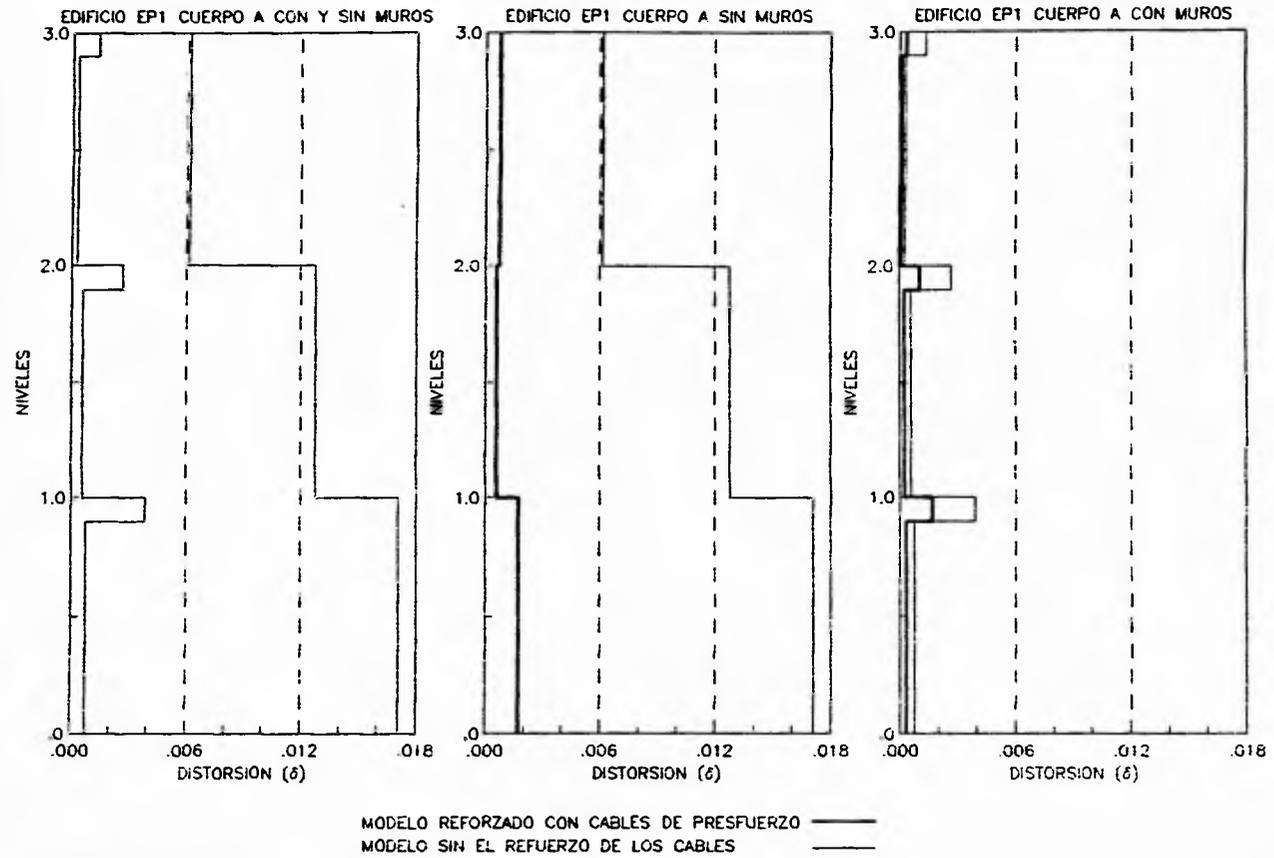


Figura 7.11 Distorsiones máximas cuerpo A

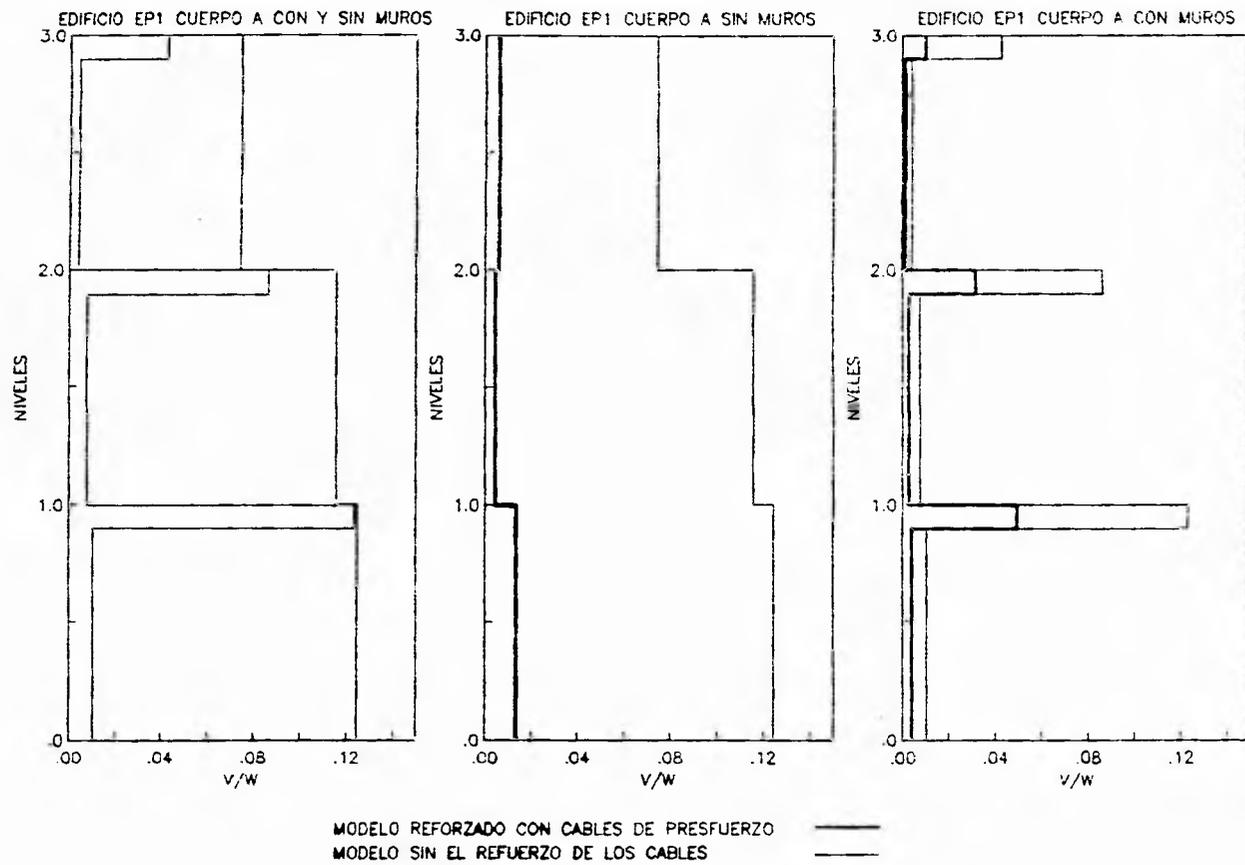
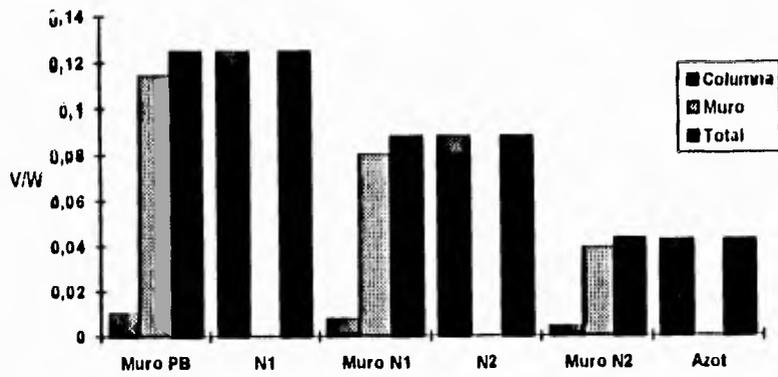
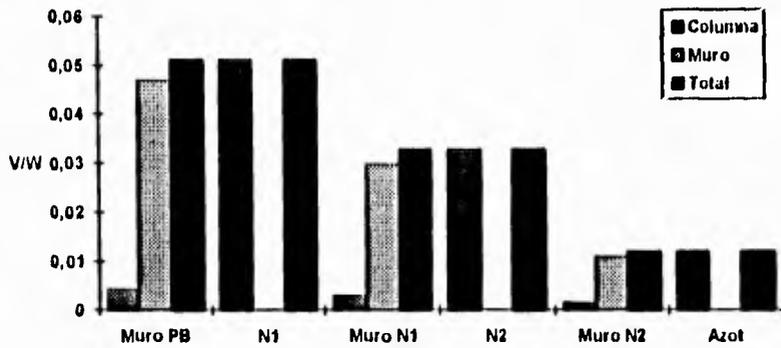


Figura 7.12 Cortantes máximos cuerpo A



Cuerpo A original



Cuerpo A reforzado

Figura 7.13 Cortantes de entepiso en el Cuerpo A del plantel EPI

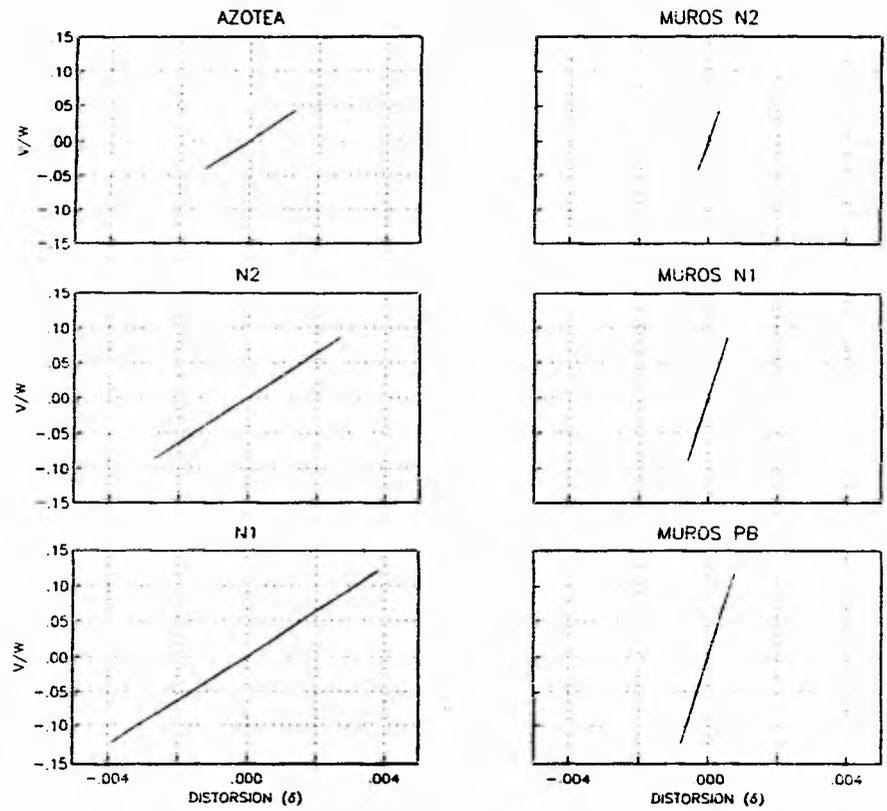


Figura 7.14 Cuerpo A original sin cables

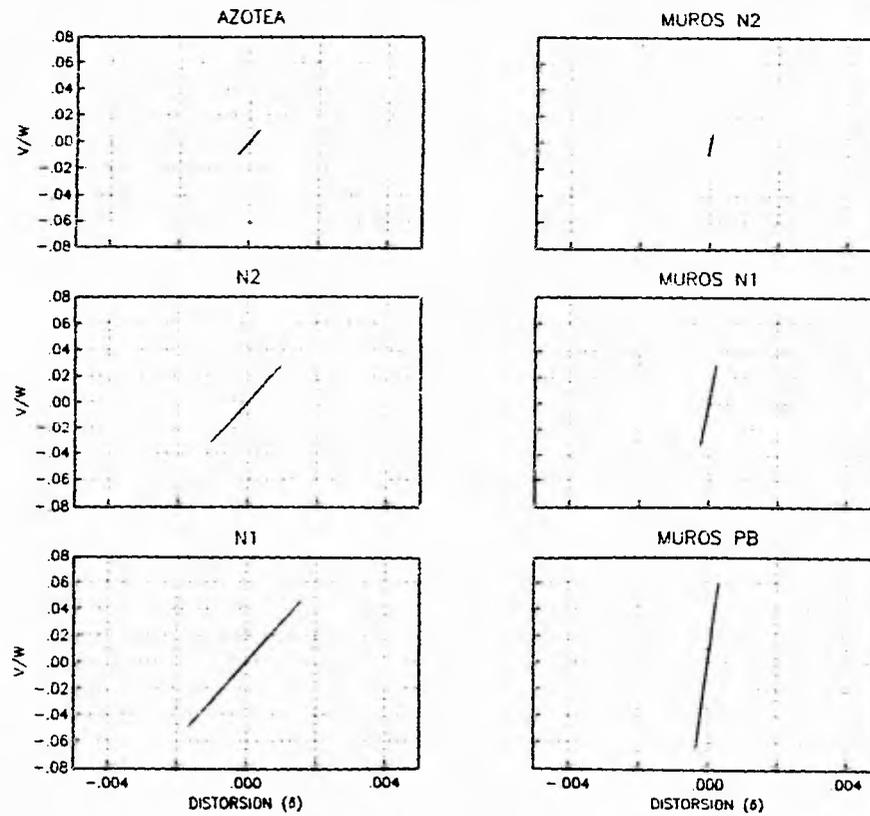


Figura 7.15 Cuerpo A original con cables

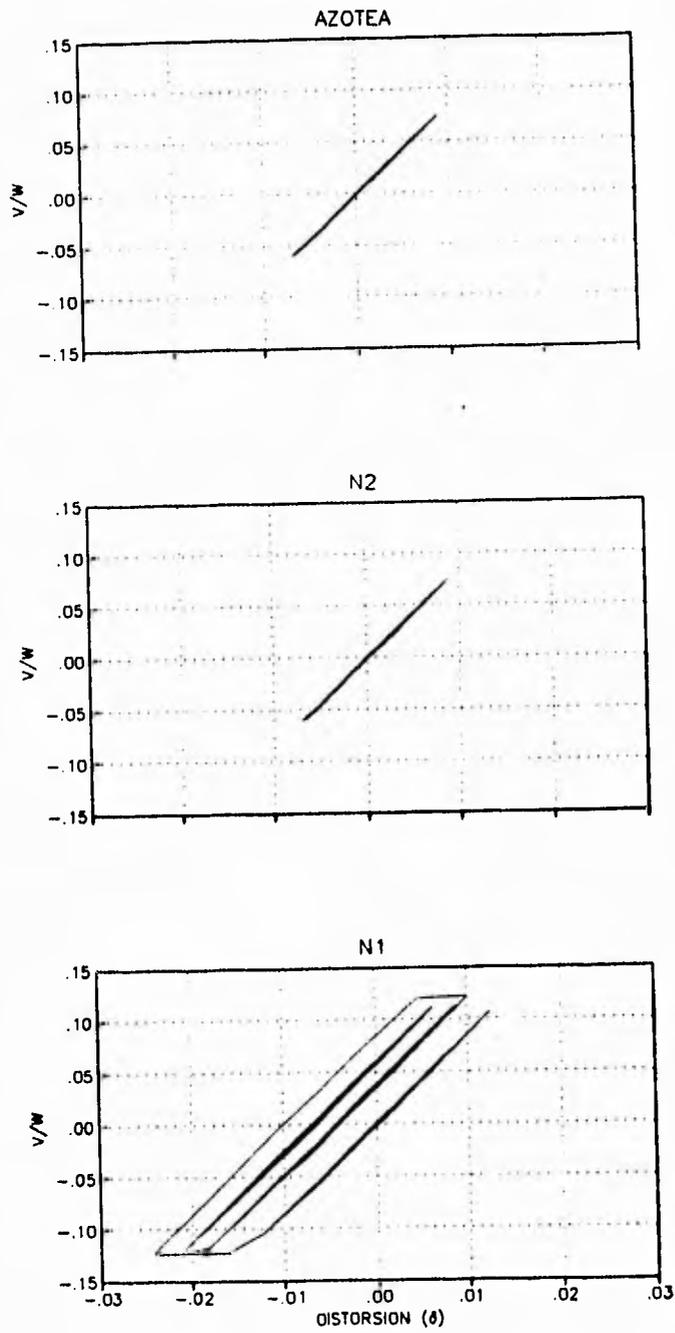


Figura 7.16 Cuerpo A sin muros y sin cables

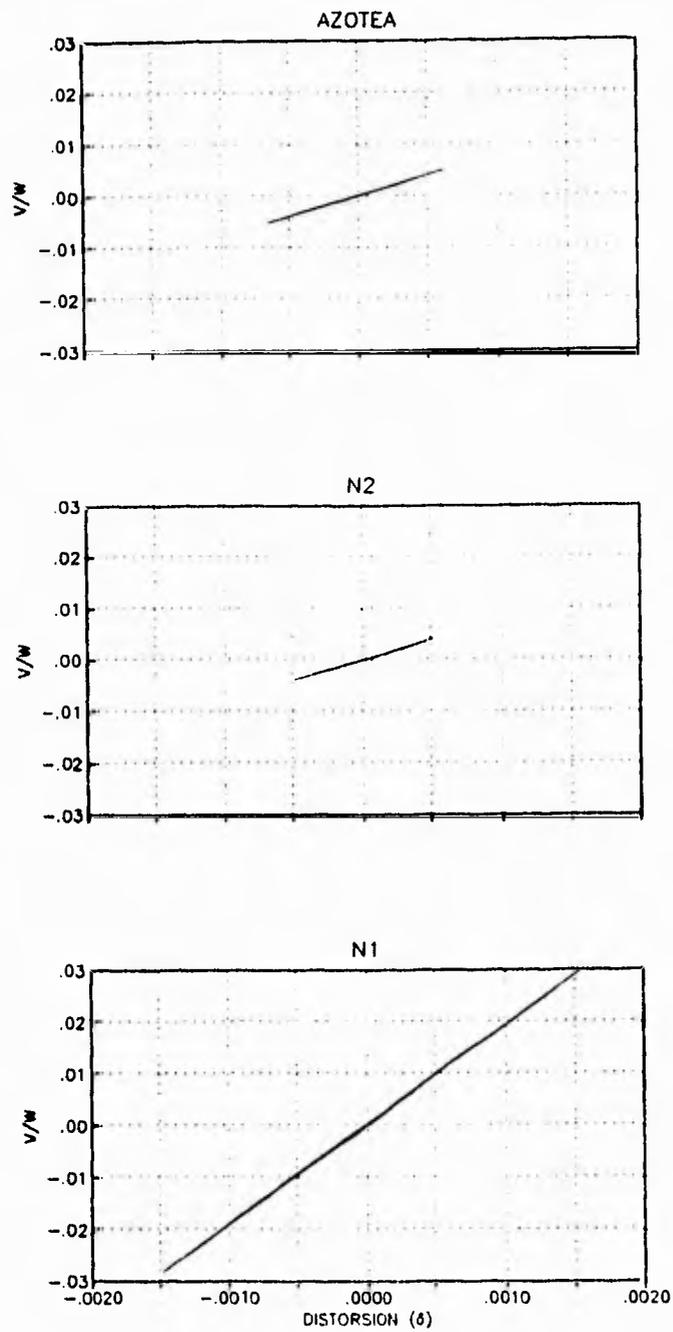


Figura 7.17 Cuerpo A sin muros con cables

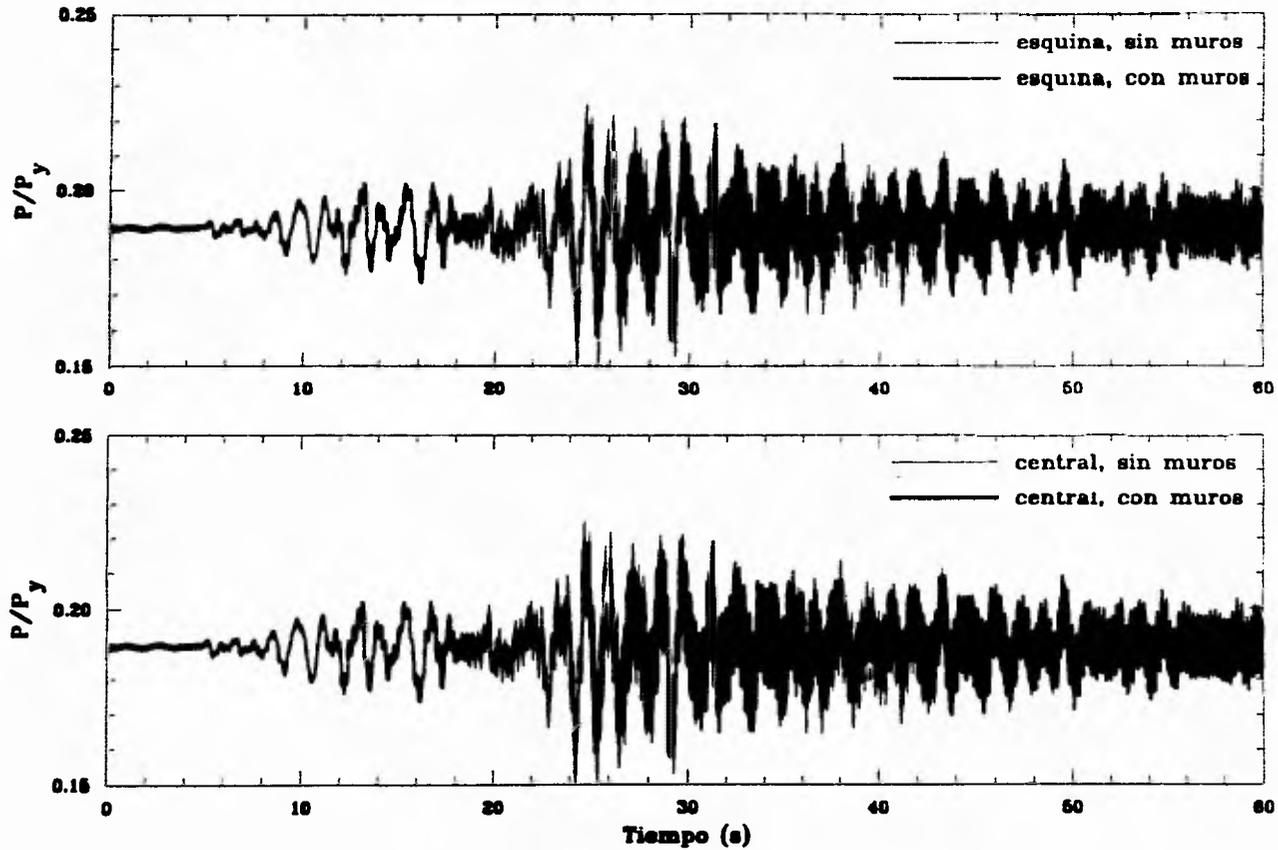
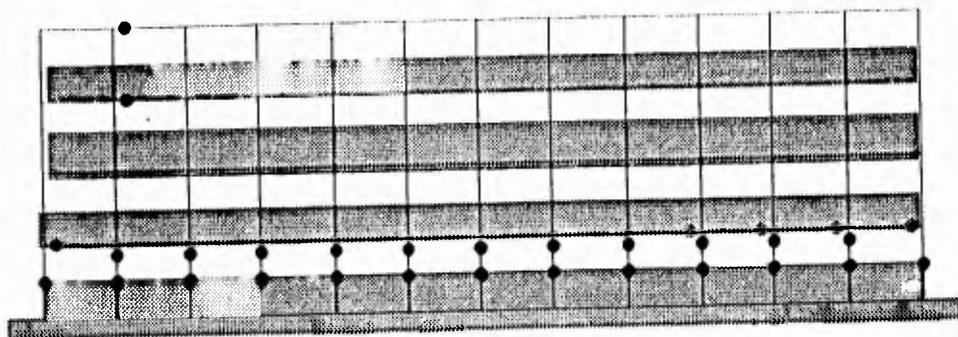
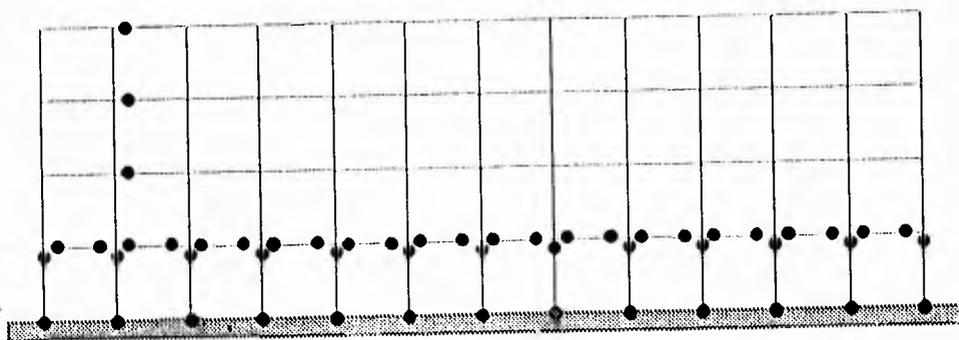


Figura 7.18 Variación de la carga axial en los cables de presfuerzo, plantel EP1, cuerpo A



Modelo con muretes, $t = 29.75$ seg.



Modelo sin muretes, $t = 24.80$ seg.

Figura 7.19 Ariculaciones en plantel EP2.

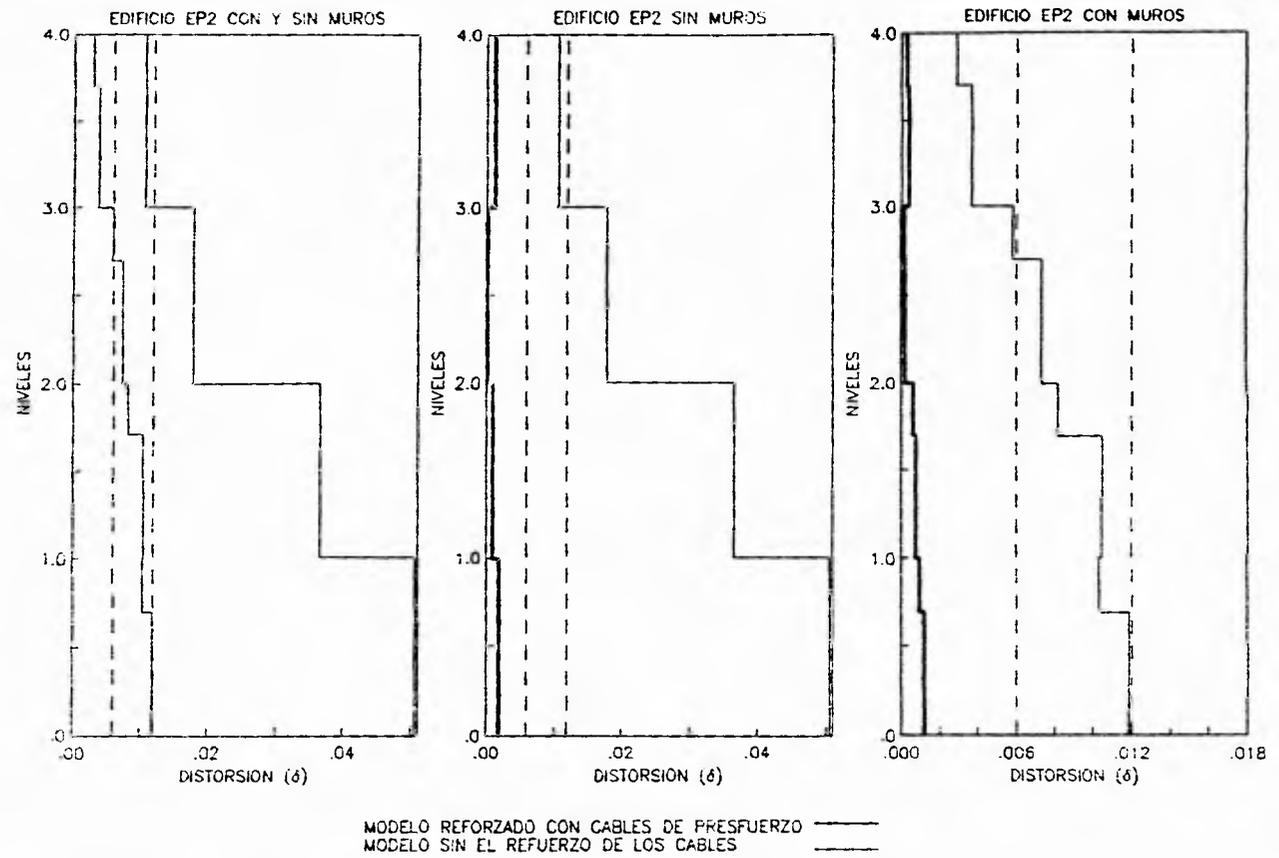


Figura 7.20 Distorsiones máximas plantel EP2

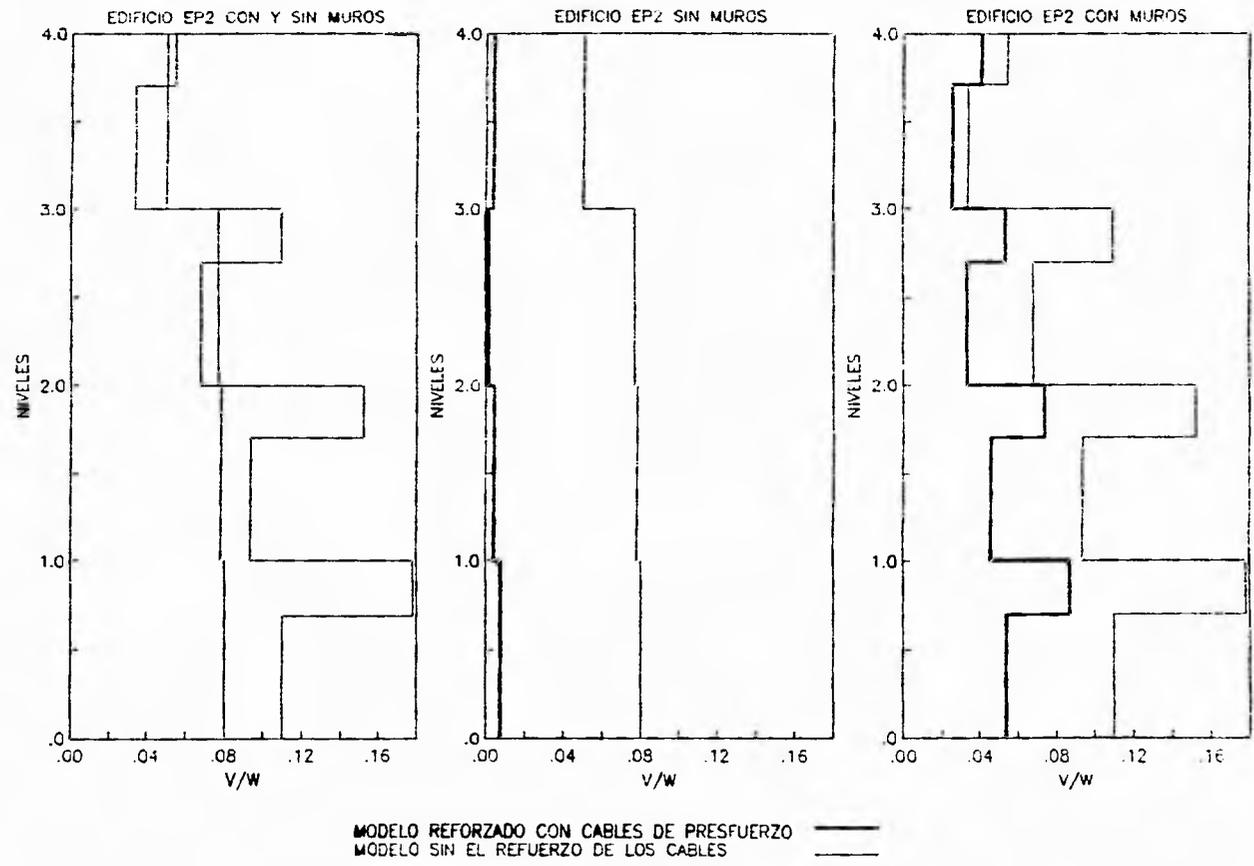
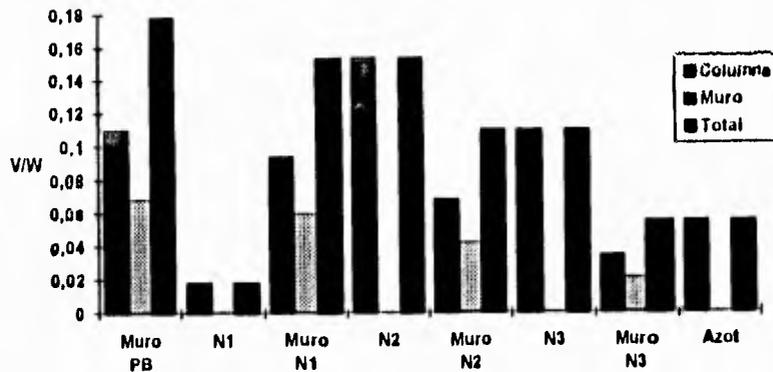
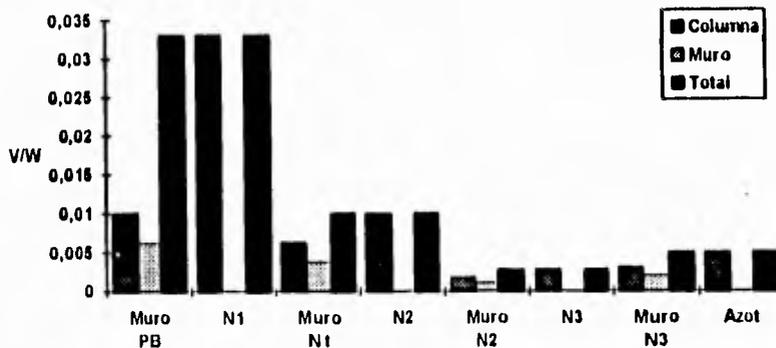


Figura 7.21 Cortantes máximos plantel EP2



Estructura original



Estructura reforzada

Figura 7.22 Cortantes de entrepiso en el plantel EP2

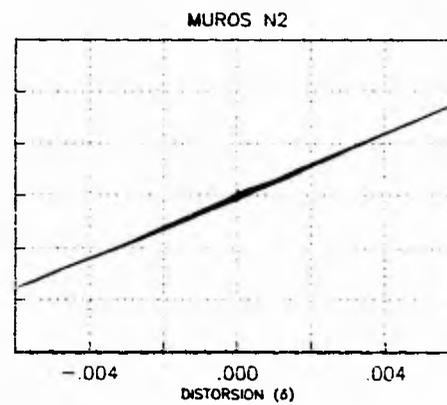
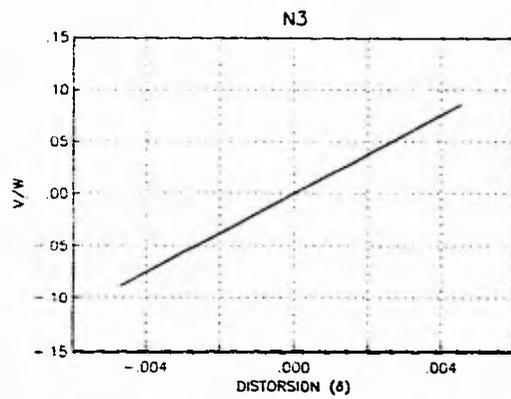
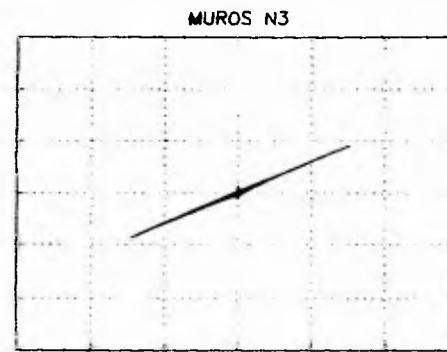
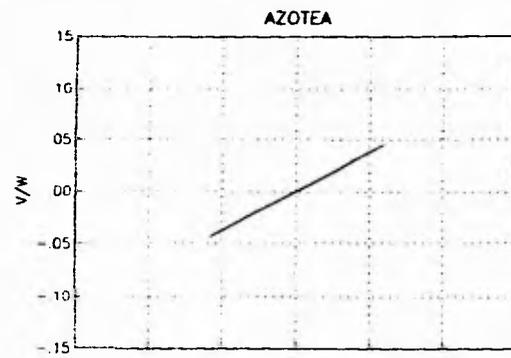


Figura 7.23 Plantel EP2 original con muros, sin cables

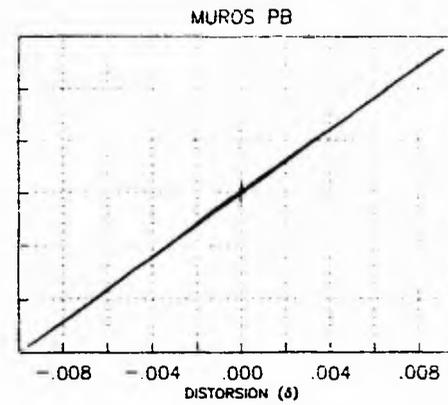
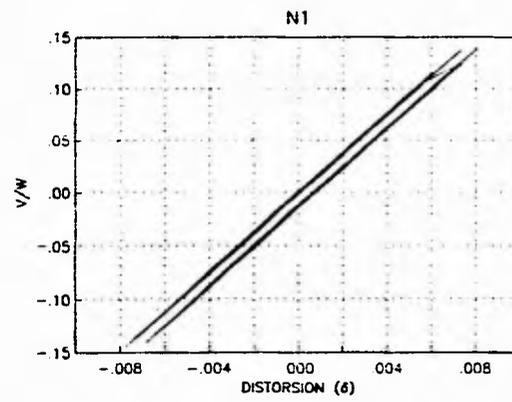
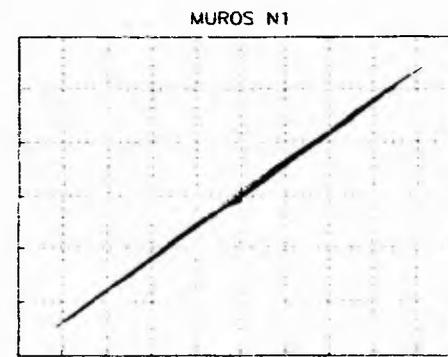
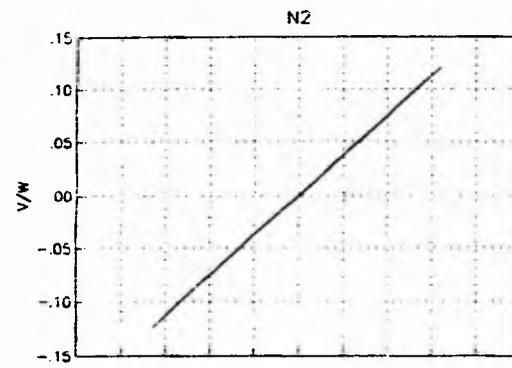


Figura 7.23 (continuación)

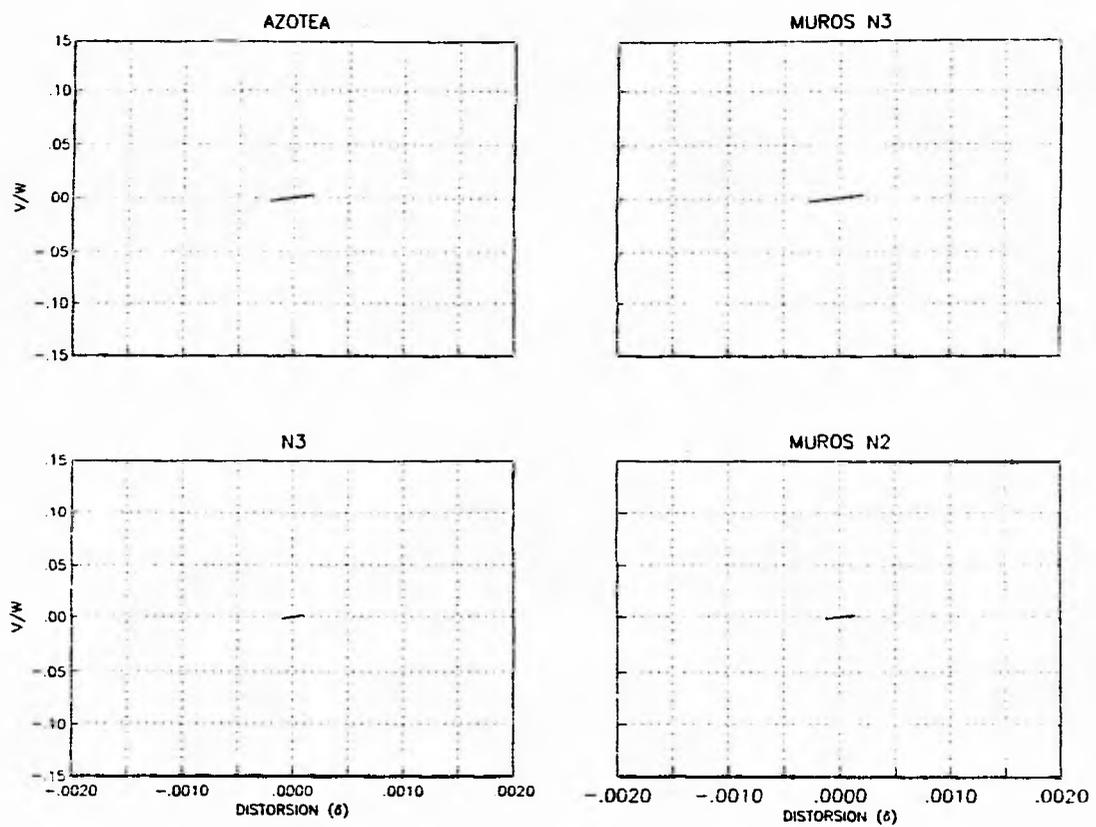


Figura 7.24 Plantel EP2 original con muros, con cables

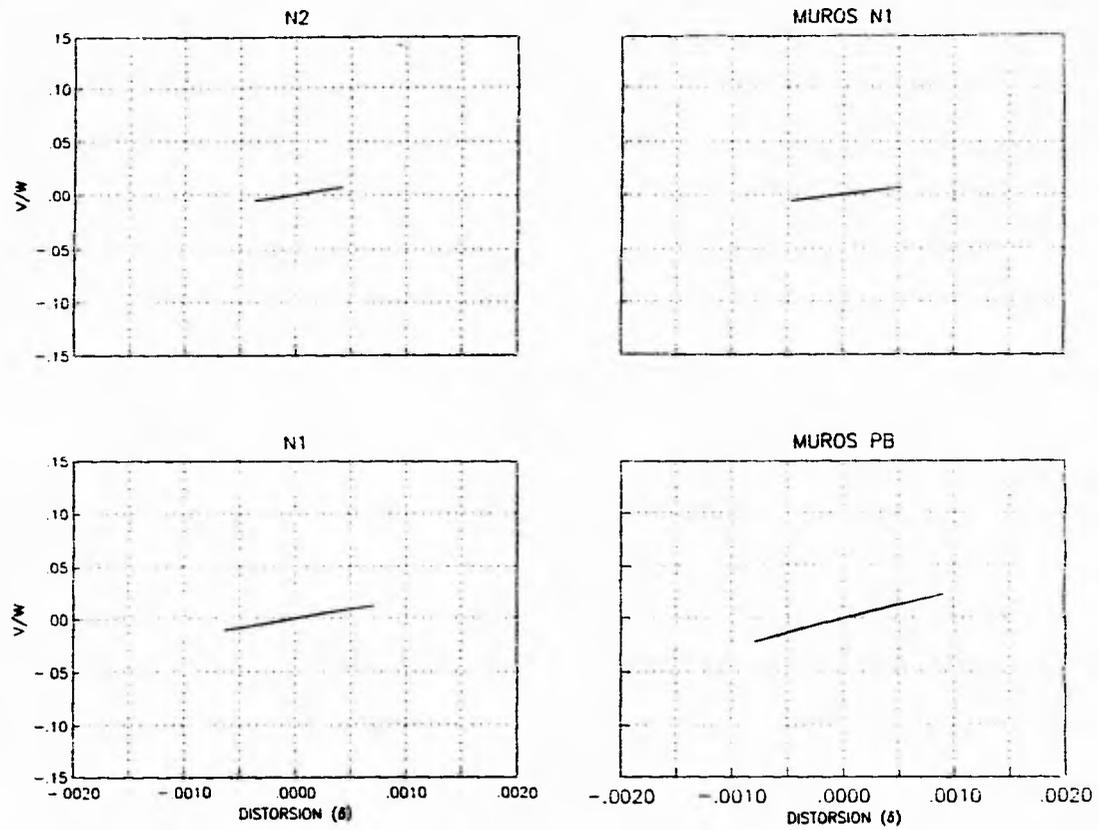


Figura 7.24 (continuación)

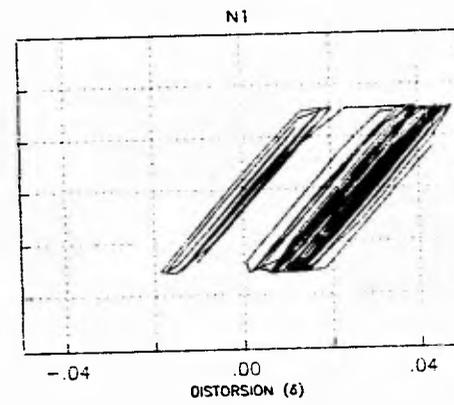
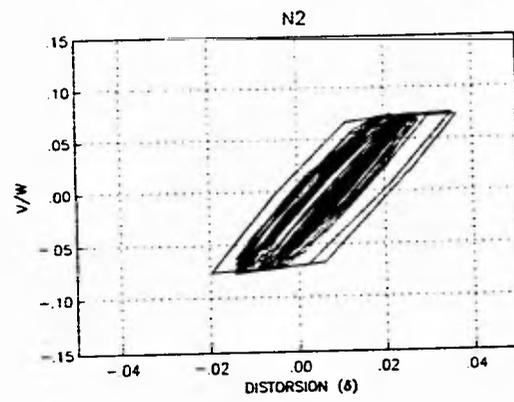
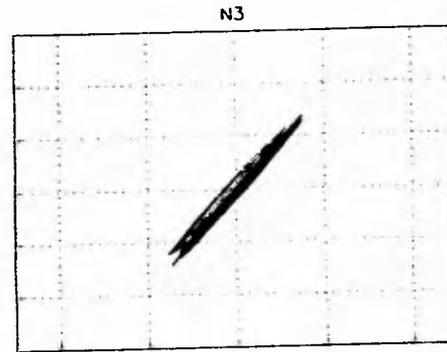
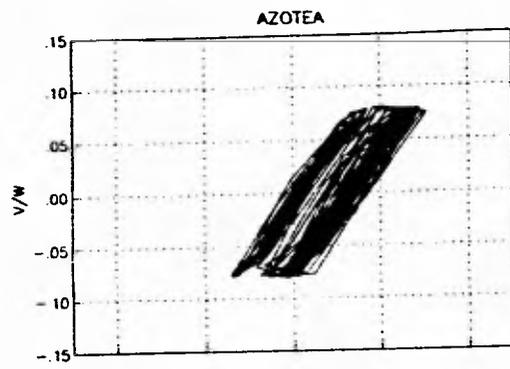


Figura 7.25 Plantel EP2 sin muros y sin cables

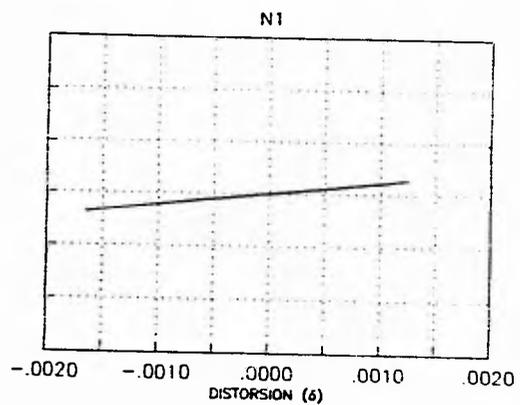
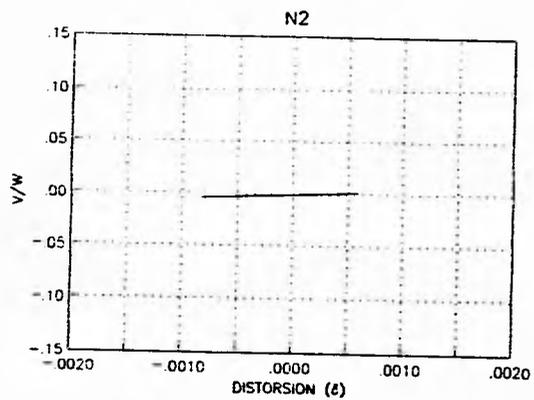
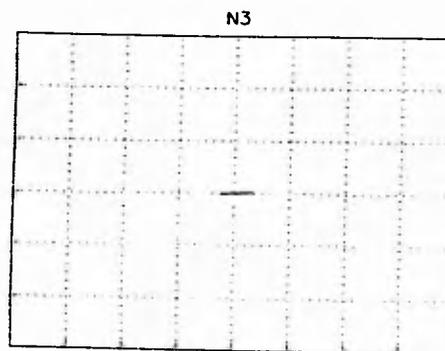
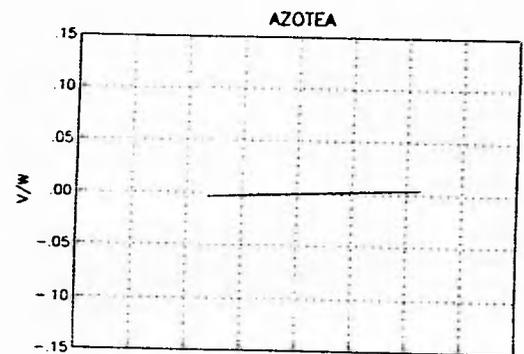


Figura 7.26 Plintel EP2 sin muros con cables

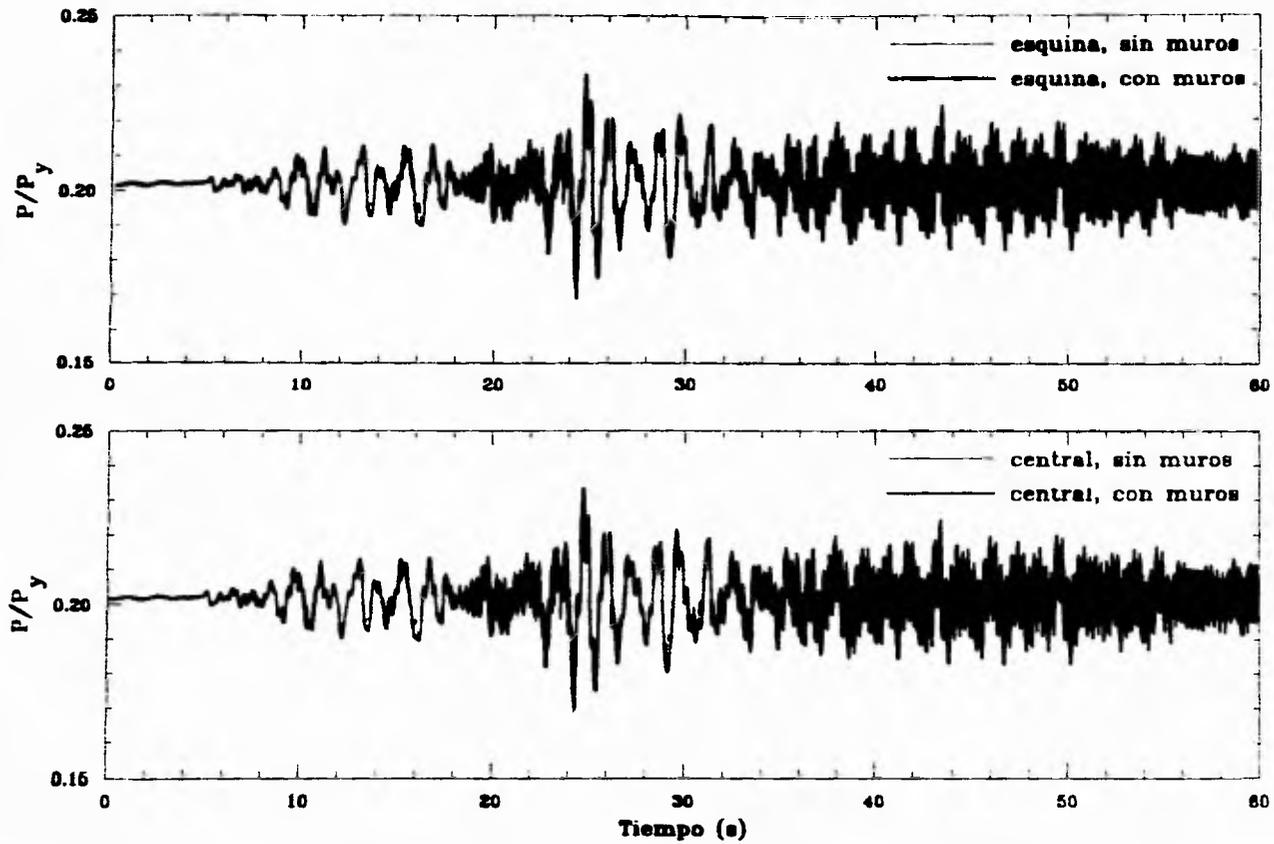


Figura 7.27 Variación de la carga axial en los cables de presfuerzo, plantel EP2

CAPITULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se ha presentado un estudio analítico sobre el comportamiento sísmico de la restructuración de dos planteles escolares por medio de cables de presfuerzo. Se comparó el comportamiento de las estructuras originales con las reforzadas por los cables de presfuerzo, para comprobar la eficacia de este sistema y observar el cambio de las características dinámicas de las estructuras. Asimismo, se modelaron los muros de mampostería no-estructurales, para observar la influencia que éstos tienen tanto en las estructuras originales como en las reforzadas. Los resultados de los análisis realizados permiten concluir lo siguiente :

- 1) Los muros de mampostería, supuestamente no estructurales, disminuyen el periodo natural de vibración de las estructuras, el cual, sin los muros, en algunos casos se acerca al periodo natural del suelo sobre el cual se desplantan. Sin embargo, la modelación de dichos muros no es la más adecuada, pues al tomarlos como muros completos de rigidez equivalente a los muretes, se modifica la elástica de las columnas. Los cables de presfuerzo reducen notablemente el periodo de las estructuras, sin presentar complicaciones fuertes en el modelado elástico. Los análisis elásticos también mostraron que las escaleras no modifican fuertemente los modos de vibrar de las estructuras estudiadas. Sin embargo se debe tener cuidado para aquellas estructuras en donde las escaleras representen un área considerable de la planta, y se dispongan de tal manera que su efecto rigidizante sea importante.
- 2) La interacción suelo-estructura modifica los modos y periodos de las estructuras de manera notable, por lo que es recomendable tomar en cuenta dicho efecto en el análisis de este tipo de estructuras.
- 3) Se mostró que las estructuras tienen un modo de falla de naturaleza frágil, debido a la gran flexibilidad de los marcos en la dirección larga. El modo de falla del entepiso de la PB no se inhibe aún con la adición de los cables de presfuerzo, sin embargo, se logra aumentar considerablemente la resistencia del sistema.

4) La utilización de SGL permite evaluar el comportamiento dinámico no-lineal de estructuras ante un evento sísmico de una manera rápida y sencilla, ya que los modelos no requieren de un gran esfuerzo para ser definidos. Los resultados que se obtuvieron constituyen una buena aproximación a los obtenidos mediante un análisis dinámico no-lineal en dos dimensiones, pues se predijeron razonablemente demandas de ductilidad y desplazamientos máximos de los modelos en estudio.

5) Se puede concluir también que el refuerzo con los cables de presfuerzo es muy efectivo, pues permite reducir la respuesta dinámica de las estructuras, haciendo que éstas permanezcan dentro del rango elástico, con distorsiones de entrepiso por abajo de los límites marcados por el reglamento.

6) La carga de presfuerzo inicial está afectada por las cargas gravitacionales, pero el presfuerzo no se pierde en ningún instante durante la sollicitación dinámica y, por ello, la rigidez lateral de las estructuras no cambia durante el evento.

7) El uso de cargas moderadas de presfuerzo parece ser adecuado para estas estructuras, sin olvidar que niveles mayores de presfuerzo podrían afectar la carga axial en las columnas positiva o negativamente, esto dependiendo de cual sea el incremento de la carga axial a compresión y del refuerzo de las columnas. Además, siempre se debe tomar en consideración el efecto de estas cargas en la cimentación, para evitar que esta trabaje en condiciones críticas y, en caso necesario, considerar un posible refuerzo de la misma.

8) Si los muros de mampostería no hubieran participado en la respuesta, las estructuras originales hubieran estado sujetas a mayores deformaciones y esfuerzos que las pudieran haber llevado al colapso, aún y cuando estas estructuras cumplen con los requisitos de resistencia de los reglamentos con los cuales fueron diseñadas.

9) La contribución de los muros de mampostería no-estructurales permitieron que las estructuras originales no colapsaran con el sismo de Michoacán de 1985, pues al reducir el periodo natural de éstas, se alejaron de respuestas mayores. Sin embargo, el efecto de columna corta pudo haberse presentado y provocar el colapso debido a la concentración de cortante y deformaciones en zonas no bien detalladas y al contenido de frecuencias del evento.

Con las conclusiones anteriores se puede recomendar que para estructuras reforzadas con cables de presfuerzo se desligue correctamente a los muros de mampostería de las columnas de los marcos, para que no participen en la respuesta y se eviten los efectos antes descritos. Por otro lado, sería de gran ayuda contar con instrumentación sísmica en alguno de estos planteles, para poder monitorear el comportamiento de los cables de presfuerzo y valorar su efectividad ante eventos sísmicos moderados o intensos.

REFERENCIAS

- [1] Aiken, I., D. Nims, A. Whittaker y J. Kelly, (1993), " Testing of Passive Energy Dissipation Systems," *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No. 3, pp 335 -369.
- [2] Alcocer, S. M. (1993), "RC Frame Connections Rehabilitated by Jacketing," *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 5, pp 1413 -1431.
- [3] Breña, S F (1991), "Técnicas de Reparación de Edificios de Concreto Reforzado Empleadas en México" Memorias IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Manzanillo, Colima, Vol. II, pp 11.1 - 11.11
- [4] Del Valle, E. K. D. Hjelmstad, D. A. Foutch, E. Figueroa-Gutierrez y A. Tena-Colunga, (1988), "Seismic Retrofit of a RC Building: a Case of Study", Memorias, Ninth World Conference of Earthquake Engineering, Tokio-Kyoto, Japón, Vol. 7, pp 451 - 456.
- [5] Díaz Canales, M. y Briseño de la Vega, (1988), " Retrofitting Techniques Used in a Telephone Building in México," *Consultoría Integral en Ingeniería*.
- [6] Habibullah, A (1991), "ETABS, building analysis and design", *Computer & Structures Inc*, vols I y II.
- [7] Hanson, R. D. (1993), "Supplemental Damping for Improved Seismic Performance", *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No. 3, pp 319 -334.
- [8] Jirsa, O. J. (1994), "Divergent Issues in Rehabilitation of Existing Buildings", *Earthquake Spectra*, Vol. 10, No. 1, pp 95 - 112.
- [9] Miranda, E. (1990), "Upgrading of a School Building in Mexico City", Memorias, Fourth U. S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, Vol. 1, pp 109 - 118.
- [10] Miranda, E. y V. V. Bertero (1990), "Post-Tensioning Technique for Seismic Upgrading of Existing Low-Rise Buildings", Memorias, Fourth U. S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, Vol. 3, pp 393 - 402.

- [11] NTCS-87 (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- [12] NTCC-87 (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- [13] NTCM-87 (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- [14] Prakash, V. y G Powell (1992), "Drain-2DX : General purpose computer program for dynamic analysis of inelastic plane structures", Reporte UCB/SEMM-92/29, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.
- [15] RCDF-66 (1966), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación.
- [16] RCDF-76 (1976), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación.
- [17] RCDF-87 (1987), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación.
- [18] Rioboo, J. M., J. P. Paniagua y J. Iglesias (1991), "Sistema de Rigidización y Refuerzo de Estructuras Mediante Cables de Presfuerzo", Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Manzanillo, Colima, Vol. II, pp G.74 - G.82.
- [19] Rioboo, J. M., y C. Tapia (1991), "Sistema de Rigidización Estructural Mediante Cables de Alta Resistencia, Aplicación a Edificios Escolares", Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Manzanillo, Colima, Vol. II, pp G.118 - G.133.
- [20] Saiidi, M. y M A. Sozen (1979), "Simple and Complex Models for Nonlinear Response of Reinforced Concrete Structures", *Structural Research Series* No 465, University of Illinois at Urbana-Champaign, agosto.

- [21] Tena-Colunga, A., C. Gomez Soberón, E. Vargas Ortega, R. Gonzalez Alcorta, D. Pérez-Moreno, J. L. Alvarez Ruiz y A. (1993) " Respuesta Sísmica de Edificios Reparados con Dispositivos Disipadores de Energía o con Cables de Presfuerzo", Reporte FJBS/CIS-93/01, Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra, diciembre.
- [22] Tena-Colunga, A. y D. Pérez-Moreno (1994), "Seismic Upgrading of a Nine-Story Building at Mexico City's Lake-bed Zone Using U-shaped Energy Dissipation Devices", Memorias, 9th International Seminar of Earthquake Prognostics, San José, Costa Rica, septiembre (en prensa).
- [23] Tena-Colunga, A. (1995), "Procedimiento Analítico para Definir la Rigidez y Capacidad Lateral de los Disipadores de Energía ADAS", Boletín. Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra (en prensa).
- [24] Tena-Colunga, A. y J. L. Alvarez-Ruiz (1995), "Seismic Retrofit of Low-Rise School Buildings Using Post-Tensioned Bracing Systems", Memorias, 7th Canadian Conference of Earthquake Engineering, Montreal, Canada, junio (en prensa).
- [25] Vargas Ortega, E., C. Gómez Soberón, R González Alcorta, J. M. Jara Guerrero (1992), "Comportamiento Sísmico de Edificios con Sistemas Disipadores de Energía", Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Manzanillo, Colima, Vol.I, pp 4.41 - 4.51.